

Report, Published Version

Giersch, Cindy

Geohydraulik im sulfathaltigen Untergrund der Staustufe Hessigheim. FuE-Abschlussbericht B3952.03.04.70008

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/108282>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2021): Geohydraulik im sulfathaltigen Untergrund der Staustufe Hessigheim. FuE-Abschlussbericht B3952.03.04.70008. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.

Verwertungsrechte: Alle Rechte vorbehalten

FuE-Abschlussbericht
Geohydraulik im
sulfathaltigen Untergrund
der Staustufe Hessigheim

B3952.03.04.70008



Oktober 2021

FuE-Abschlussbericht
Geohydraulik
im sulfathaltigen Untergrund
der Staustufe Hessigheim

Beginn des Vorhabens: Dezember 2017

Auftragsnummer: BAW-Nr. B3952.03.04.70008

Aufgestellt von: Abteilung: Geotechnik
 Referat: Grundwasser
 Auftragsleitung: Dr. Cindy Giersch

Karlsruhe, Oktober 2021

Der Bericht darf nur ungekürzt vervielfältigt werden. Die Vervielfältigung und eine Veröffentlichung bedürfen der schriftlichen Genehmigung der BAW.

Zusammenfassung

Im Untergrund der Staustufe Hessigheim stehen gipshaltige Gesteine des Mittleren Muschelkalkes an, die unter Grundwassereinfluss lösungsempfindlich reagieren. Der dadurch geschädigte Baugrund der Staustufe soll saniert und vor weiteren Lösungsprozessen geschützt werden. Ziel der hier dargestellten Untersuchungen ist es, die ablaufenden hydrogeologischen Prozesse zu klären und eine fundierte Grundlage für Prognosen und die Planung von Sanierungsmaßnahmen zu schaffen. Die eingesetzten Untersuchungsmethoden umfassen Auswertungen geologischer, stratigraphischer, mineralogischer und hydrogeologischer Daten, die Durchführung eigener hydrogeologischer Messungen sowie die numerische Modellierung der Grundwasserströmung.

Aufgrund seines hohen Gipsanteiles ist vor allem der Obere Tonanhydrit lösungsempfindlich. In der Tallage ist die schützende Überdeckung dieser Schicht reduziert und sie gelangt in den Einflussbereich der oberflächennahen Grundwasserströmung. Die Lösungsprozesse finden vorrangig in Bereichen mit erhöhten Grundwasserfließgeschwindigkeiten statt. Durch Auflösung und Nachbruch von Hohlräumen bilden sich aufgelockerte Partien, die in Richtung Erdoberfläche fortschreiten. Je nach Überdeckung können hier Setzungen oder Dolinen auftreten.

Als Rückstandssediment aus der Entfernung löslicher Bestandteile aus dem Oberen Tonanhydrit wurde der Residualton abgelagert. Seine Entstehung erfolgte im Laufe mehrerer 10.000 Jahre durch Hohlraumbildung und Nachbruch und dauert bis heute an.

Der Residualton bildet als Grundwasserhemmer eine unvollkommene Trennschicht zwischen den beiden Grundwasserstockwerken. Das obere Grundwasserstockwerk besteht aus gut durchlässigen Kiesen und Sanden des sog. Neckarkies. Das untere Grundwasserstockwerk ist ein heterogener Karstgrundwasserleiter im gipshaltigen Festgestein. Sowohl zwischen den beiden Grundwasserstockwerken als auch mit dem Neckar bestehen hydraulische Verbindungen.

Das natürliche Lösungsgeschehen in der Tallage wird im Projektgebiet zusätzlich durch die Staustufe und die unterirdischen Abdichtungen im Festgestein unterhalb der Bauwerke beeinflusst. Insbesondere der östliche Rand der Staustufe sowie die Schleusenoberhäupter werden innerhalb des Festgesteins seitlich umströmt. Während der durch Sanierungsmaßnahmen stabilisierte Baugrund im Bereich des Oberen Tonanhydrits unterhalb der Wehranlage weitgehend stabil bleibt, treten in den Umströmungsbereichen fortschreitende Lösungserscheinungen auf, die sich in Setzungen, Dolinen und erbohrten Hohlräumen äußern. Am westlichen Ufer wird das Festgesteinsgrundwasser durch einen Dichtungsschleier aufgestaut. Es steigt hier über hydraulische Verbindungen in die Neckarkiese auf und strömt innerhalb dieser weiter nach Unterwasser.

Im Bereich der Schleusenplanie am rechten Neckarufer ist eine Sanierung des geschädigten Baugrundes mittels Injektionen mit einem Zement-Sand-Mörtel geplant. Um das Verfahren vor Ort zu prüfen, wurden zwei Testfelder ausgeführt und messtechnisch begleitet. Im Ergebnis konnten erhebliche Materialmengen in die Schicht des Oberen Tonanhydrits eingebracht werden. Die begleitenden Porenwasserdruckmessungen zeigen, dass die Ausbreitung des hydraulischen Drucks im Untergrund sehr heterogen verläuft. Es ist davon auszugehen, dass mindestens im Bereich des geschädigten Baugrundes eine Wasserbewegung auf bevorzugten Wegsamkeiten vorherrscht.

Begleitend zu Bau- und Sanierungsmaßnahmen sind weitere Untersuchungen der geohydraulischen Verhältnisse geplant.

Inhaltsverzeichnis		Seite
1	Einleitung	1
1.1	Aufgabenstellung und Ziel	1
1.2	Bedeutung für die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung (WSV)	1
1.3	Unterlagen	2
2	Stand des Wissens	2
2.1	Bauwerk und Untergrund	2
2.1.1	Bauwerk	2
2.1.2	Bisherige Sanierungsmaßnahmen	3
2.1.3	Baugrund und Grundwasserstockwerke	4
2.2	Grundlagen der Gipslösung	9
3	Untersuchungen	12
3.1	Grundwasserpotenzial	12
3.1.1	Neckarkies	12
3.1.2	Festgestein	13
3.1.3	Vergleich der GW-Potentiale im Neckarkies und Festgestein	14
3.2	Hydraulische Gradienten	15
3.3	Hydraulische Durchlässigkeiten	15
3.3.1	Neckarkies	15
3.3.2	Festgestein	16
3.4	Tracerversuch	18
3.5	Hydrochemische Daten	22
3.5.1	Sulfatkonzentration im Neckar	23
3.5.2	Sulfatkonzentration im Neckarkies	25
3.5.3	Sulfatkonzentration im Festgestein	26
3.5.4	Hydrochemische Vollanalysen	28
3.5.5	Chemischer und korrosiver Angriff auf Beton	29
3.6	Stratigraphie und Mineralogie des Residualtons	29
3.6.1	Mächtigkeit des Residualtons	30
3.6.2	Zusammensetzung des Residualtons	31
3.6.3	Genese des Residualtons	32
3.7	Testfelder zur geplanten Sanierung der Schleusenplanie	33
3.7.1	Porenwasserdruckmessungen	33
3.7.2	Bau der Messstellen	36
3.7.3	Messtechnik und Datenübertragung	37
3.7.4	Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen	37
4	Numerische Modellierung	44
4.1	Veranlassung und Konzeption der numerischen Modellierung	44
4.2	Grundwasserströmungsmodell	44
4.2.1	Modellgebiet	44
4.2.2	3D-Modellaufbau	45

4.2.3	Randbedingungen	46
4.2.4	Hydraulische Durchlässigkeit	48
4.3	Ist-Zustand	49
4.4	Auswirkungen der Sanierungsmaßnahmen	51
5	Ergebnisse und Schlussfolgerungen	53
6	Ausblick	55
7	Literaturverzeichnis	56

Abbildungsverzeichnis	Seite
Abbildung 1: Staustufe Hessigheim mit Bezeichnung der wesentlichen Bauwerksteile	3
Abbildung 2: Bauwerke und Sanierungsabschnitte der Staustufe Hessigheim	4
Abbildung 3: Beispiele für Bohrlochscanaufnahmen in der Baugrundaufschlussbohrung BKF 130 am Oberhaupt der landseitigen Schleuse, nördlich des Schleusentores.	6
Abbildung 4: Baugrundschnitt E-W durch das Neckartal im Bereich der Staustufe Hessigheim [U2]	7
Abbildung 5: Interpolierte Mächtigkeit des intakten Felses des Oberen Tonanhydrits aus den Bohrergebnissen des Baugrundaufschlussprogramms 2016 (grüne Punkte: Bohrungen)	7
Abbildung 6: Beispiel für eine Doline am Radweg auf dem Damm am rechten Neckarufer im März 2018	8
Abbildung 7: Schematische Darstellung der Verbruchmechanismen in der Zoloushka Gipshöhle, Westukraine (Klimchouk und Andrejchouk 2005)	10
Abbildung 8: Schematische Darstellung der Hohlraumbildung im Karst unter Stauseen in fortschreitenden Phasen 1-5 (Milanovic 2004)	11
Abbildung 9: Grundwassergleichen in m NHN im Neckarkies am Stichtag 10.04.2013	12
Abbildung 10: Grundwassergleichen (mNN) im Festgestein am Stichtag 10.04.2013	13
Abbildung 11: Differenz der Grundwasserpotentiale von Neckarkies und Oberem Tonanhydrit in m am Stichtag 12.04.2013	14
Abbildung 12: Hydraulische Durchlässigkeiten im Festgesteinsgrundwasserleiter aus Bohrlochtests	18
Abbildung 13: Ergebnisse des Tracerversuches 2013 mit Eingabe- und Nachweisstellen sowie möglichen Grundwasserfließwegen	19
Abbildung 14: Sulfatkonzentration im Neckarwasser, Beprobung 2013 [U4]	24
Abbildung 15: Sulfatkonzentration im Grundwasser des Neckarkieses	25
Abbildung 16: Sulfatkonzentration im Grundwasser des Festgesteins; a) Beprobung 1985, b) Beprobung 2013, c) Beprobung 2018	27
Abbildung 17: Ergebnis der Grundwasserbeprobung 2018: Schöller-Diagramm der Hauptinhaltsstoffe	28
Abbildung 18: Bohrkernaufnahme aus BKF 133 im Bereich des Residualtons (10 m – 14 m unter Gelände)	29
Abbildung 19: Vorbereitung des Druckversuches, a) Herstellung des Probekörpers. b) Probekörper mit eingebettetem Sensor beim Einbau in das Triaxalgerät.	35

Abbildung 20: Im Druckversuch ermittelte Druckwerte des Triaxialgerätes und des eingebauten PWD-Sensors (X-Achse: Uhrzeit)	35
Abbildung 21: Gemessener Porenwasserdruck der einzelnen Sensoren (Nullmessung) im Vergleich zum errechneten hydrostatischen Druck in Einbautiefe	38
Abbildung 22: Injektionsbohrung V2-2: Porenwasserunterdruck während der Injektionsphasen 1 und 2 und Porenwasserüberdruck während Injektionsphase 3 [U6]	39
Abbildung 23: Injektionsbohrung V2-3: Gegenüberstellung der Porenwasserdruckmessung (Messsensor M2-2_d) mit dem Druck sowie Durchfluss bei der Injektion. [U6]	41
Abbildung 24: Injektionsbohrung V2-6: Gegenüberstellung ausgewählter geodätische Messungen (Messpunkte M7, M8 etc.) mit Porenwasserdruckmessungen und dem Druck sowie Durchfluss bei der Injektion [U6]	42
Abbildung 25: Injektionsbohrung V1-4: Vorhermessung Crosshole in den Messstrecken M2-1–M2-2 und Anstieg des Porenwasserdrucks infolge der Injektionsarbeiten [U6]	43
Abbildung 26: Modellgebiet und Finite-Elemente-Netz mit Grundwassergleichen im Festgestein zum Stichtag 12.05.2018	45
Abbildung 27: 3D-Ansicht des diskretisierten Modellkörpers mit Tiefenlage der Ebenen (Elevation in m+NN)	46
Abbildung 28: Randbedingungen erster Art in Ebene 1 (aus Darstellungsgründen reduzierte Knotenanzahl)	47
Abbildung 29: Scatterplot zum Vergleich der berechneten mit den gemessenen Grundwasserpotenzialhöhen nach Anpassung an den Ist-Zustand	50
Abbildung 30: Risikobereich fortschreitender Lösungserscheinungen anhand eines Vergleichs zwischen Felsmächtigkeit und erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten aus der numerischen Berechnung des Ist-Zustandes	51

Tabellenverzeichnis	Seite
Tabelle 1: Baugrundaufbau der Staustufe Hessigheim [U2] mit stratigraphischer Zuordnung nach Hagdorn und Simon (1995); Mächtigkeitsangabe als Mittelwert mit Schwankungsbereich in Klammern	5
Tabelle 2: Hydraulische Gradienten im Oberen Tonanhydrit	15
Tabelle 3: Hydraulische Durchlässigkeiten aus Bohrlochtests mit Bohrbefund	16
Tabelle 4: Hydraulische Durchlässigkeiten aus Thermoflowmetermessungen	17

Tabelle 5:	Quantitative Auswertung des Tracerversuches am rechten Neckarufer	21
Tabelle 6:	Quantitative Auswertung des Tracerversuches am linken Neckarufer	22
Tabelle 7:	Grenzwerte des Sulfatgehalts für Betonangriff nach DIN 4030-1:2008-06	23
Tabelle 8:	Erbohrte und angenommene Mächtigkeiten von Residualton und Oberem Tonanhydrit und Berechnungen zum ausgelaugten Gipsanteil.	31
Tabelle 9:	Laborergebnisse verschiedener Dämmermischungen	34
Tabelle 10:	Mehrbedarf an Dämmmaterial für die Ringraumverfüllung	36
Tabelle 11:	Laborergebnisse der Rückstellproben des Dämmers für den Messstellenbau	37
Tabelle 12:	Tiefe der PWD-Sensoren in m unter Geländeoberfläche	37
Tabelle 13:	Zusammenstellung der Messspitzen der Porenwasserdrucksensoren ab über/unter 10 % des Normalwertes (hydrostatischer Wasserdruck) und der Zeiträume zwischen Messspitzen und der anschließenden Annäherung an den Normalwert. [U6]	40
Tabelle 14:	Schichten des Modellkörpers zur Grundwasserströmungsberechnung	46
Tabelle 15:	Übersicht der k_f -Werte nach Anpassung des Modells an den Ist-Zustand	48
Tabelle 16:	Hydraulische Durchlässigkeiten k_f in m/s im Ist-Zustand und in den Szenarien 1 – 3	52
Tabelle 17:	Ergebnisse der Modellierung der Sanierungsmaßnahmen: Grundwasserbilanz in m^3/d	53

Anlagenverzeichnis

Anlage 1:	Lageplan mit Grundwassermessstellen, Baugrundschnitten und Modellgebiet des numerischen Grundwasserströmungsmodells
Anlage 2:	Lageplan der bekannten Dolinen, erbohrten Hohlräume und Bauwerksverschiebungen
Anlage 3:	Grundwasserpotenzialganglinien 2018-2020
Anlage 4a:	Sulfatgehalt im Neckarwasser in mg/l (Datenquelle: LUBW)
Anlage 4b:	Ergebnisse der hydrochemischen Analysen aus der Beprobung 2018 in mg/l
Anlage 5a:	Mineralogische Zusammensetzung von Proben aus dem Baugrundaufschluss 2016
Anlage 5b:	Um den Gipsanteil reduzierte mineralogische Zusammensetzung ausgewählter Proben aus dem Baugrundaufschluss 2016

Anlage 6a:	Tiefenlage der Modellebenen
Anlage 6b:	Mächtigkeit der Modellschichten
Anlage 7:	Randbedingungen der Grundwasserströmungsmodellierung
Anlage 8:	k_f -Werte der Grundwasserströmungsmodellierung
Anlage 9:	Berechnetes Grundwasserpotenzial h_b nach Anpassung an den Ist-Zustand im Vergleich mit Werten aus der Stichtagsmessung 12.05.2018
Anlage 10	Grundwasserströmungsmodellierung: Anpassung an den Ist-Zustand
Anlage 11:	Sanierungsmaßnahmen: Vergleich Szenarien 1-3

Verwendete Raumbezugssysteme

Koordinatensystem Gauß-Krüger Zone 3

Höhensystem: Höhe über NHN im DHHN92

1 Einleitung

1.1 Aufgabenstellung und Ziel

Im Untergrund der Staustufe Hessigheim am mittleren Neckar stehen gipsführende Gesteine an, die durch Lösungsprozesse und Subrosion unter Grundwassereinfluss gefährdet sind. Nach einer Betriebsdauer von fast 70 Jahren und der zwischenzeitlichen Durchführung umfangreicher Verpressmaßnahmen zur Stabilisierung des Untergrundes in den 1980er und 1990er Jahren ist eine erweiterte Grundinstandsetzung der Schleusenanlage geplant. Diese Maßnahme wird auch erforderlich, da weiterhin zunehmende Verschiebungen einiger Bauwerksteile sowie Setzungen und Dolinen in der unmittelbaren Umgebung auftreten.

Mit den Schreiben vom 06.06.2018, Az ANH 2-231.2-A.000.01/1 und vom 31.07.2013, Az 2-231.2.HES.100.01 wurde die BAW mit der Erstellung des Geotechnischen Berichtes einschließlich der Beurteilung der Grundwasserhydrologie für die „Grundinstandsetzung der Schleuse Hessigheim“ betraut. Das FuE-Vorhaben „Geohydraulik Schleuse Hessigheim“ bearbeitet die Aspekte der Grundwasserhydrologie im Zusammenhang mit den Lösungserscheinungen und möglichen Sanierungsmaßnahmen.

Folgende grundlegende Fragen sind für das Forschungsvorhaben maßgebend:

- Welche Faktoren bestimmen die Gipslösung im Bereich der Staustufe Hessigheim?
- Wie verläuft die Bildung von Hohlräumen und unter welchen Bedingungen entsteht Residualton?
- Welche Schlussfolgerungen ergeben sich aus den bisherigen Forschungsergebnissen und den Erkenntnissen aus den in den Testfeldern durchgeführten Injektionen mit Zement-Sand-Mörtel?
- Welche Kriterien lassen sich aus geohydraulischer Sicht für zukünftige Sanierungsmaßnahmen an der Staustufe Hessigheim ableiten?

1.2 Bedeutung für die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung (WSV)

Die außergewöhnliche Dynamik des lösungsempfindlichen Baugrunds an der Staustufe Hessigheim ist durch eine besonders sensible Reaktion auf bauliche Eingriffe gekennzeichnet. Die Planung nachhaltiger Sanierungsmaßnahmen ist daher erst auf der Basis eines vertieften Verständnisses der im Untergrund ablaufenden Lösungsprozesse möglich. Die Grundwasserströmung spielt dabei eine maßgebende Rolle, so dass neben geotechnischen Baugrunduntersuchungen und geodätischen Messungen die Untersuchung geohydraulischer Fragestellungen von besonderer Bedeutung ist.

Die fachkundige Prognose der Lösungsprozesse und eine darauf basierende, sorgfältige Auswahl von Sanierungsmaßnahmen sind notwendig für die Gewährleistung der Betriebstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Staustufe und Schleusenanlage.

1.3 Unterlagen

- [U1] Gutachten zur Ursache der Verschiebungen am Oberhaupt der 2. Schleuse in Hessigheim Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe (BAW-Gutachten, A39520210132), Juli 2013
- [U2] Staustufe Hessigheim – Geotechnischer Untersuchungsbericht, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe (BAW-Gutachten, B3952.02.20.10132-2), Juli 2019
- [U3] Staustufe Hessigheim – Geophysikalische Untersuchungen, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe (BAW-Gutachten, B3952.02.20.20132-3), Januar 2020
- [U4] Staustufe Hessigheim – Hydrogeologisches Gutachten, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe (BAW-Gutachten, B3952.02.20.10132-1), November 2018
- [U5] E-Mail von Herrn Nitsch, Landesamt Für Geologie, Bergbau und Rohstoffe Baden-Württemberg, vom 01.03.2020 sowie Telefonat vom 22.03.2020 zu Fragen der Residual-tongenese
- [U6] Staustufe Hessigheim - Injektions-Testfelder zur Baugrundsanie rung der Schleusenplanie am Oberhaupt, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe (BAW-Gutachten, B3952.02.20.10132-4), November 2020
- [U7] Digitales Geländemodell, Institut für Photogrammetrie, Universität Stuttgart, Befliegung März 2018

2 Stand des Wissens

2.1 Bauwerk und Untergrund

2.1.1 Bauwerk

Die 3-feldrige Wehranlage Hessigheim wurde 1950 – 51 mit einer Schleuse und einem Krafthaus in Massivbauweise erbaut. Eine zweite Schleuse wurde 10 Jahre später landseitig der ersten Schleuse errichtet (Abbildung 1). Die Schleusenhäupter sowie die wehrseitigen Kraftwerkspfeiler gründen auf Pfählen im Oberen Tonanhydrit, während die übrigen Bauwerksteile flach in den Neckarkiesen gegründet sind (Baugrundbeschreibung siehe Abschnitt 2.1.3).

Bei Normalstau liegt der Neckarwasserstand im Oberwasser bei NHN+182,4 m und im Unterwasser bei NHN+176,2 m. Beide Schleusenammern sind 110 m lang und 12 m breit. Im Zuge der Schiffbarmachung des Neckars für überlange Motorschiffe ist auf längere Sicht eine Verlängerung einer Schleusenammer auf 135 m geplant. Die erste Schleusenammer wurde als Trogkonstruktion in Stahlbeton mit einer 2,4 m dicken Sohlplatte errichtet. Von dieser durch eine 5,5 m breite Mittelmole getrennt, wurde die zweite Schleusenammer mit einer rückverankerten Spundwand landseitig angeschlossen.

Die einzelnen Bauwerksteile werden von Spundwänden der ehemaligen Baugruben begrenzt, die im Allgemeinen meist bis zur Felsoberkante oder in den Oberen Tonanhydrit hinein reichten. Die Schleusenhäupter und die Schleusenammern sowie das Krafthaus wurden auf diese Weise vollständig umschlossen.

Entwässerungsdolen (Dränageleitungen) verlaufen ufernah beidseitig des Staubereiches. Sie nehmen einen Teil des in den Neckarkies infiltrierenden Flusswassers auf und dränieren am Westufer den unterhalb des Oberwasserspiegels liegenden Bereich.

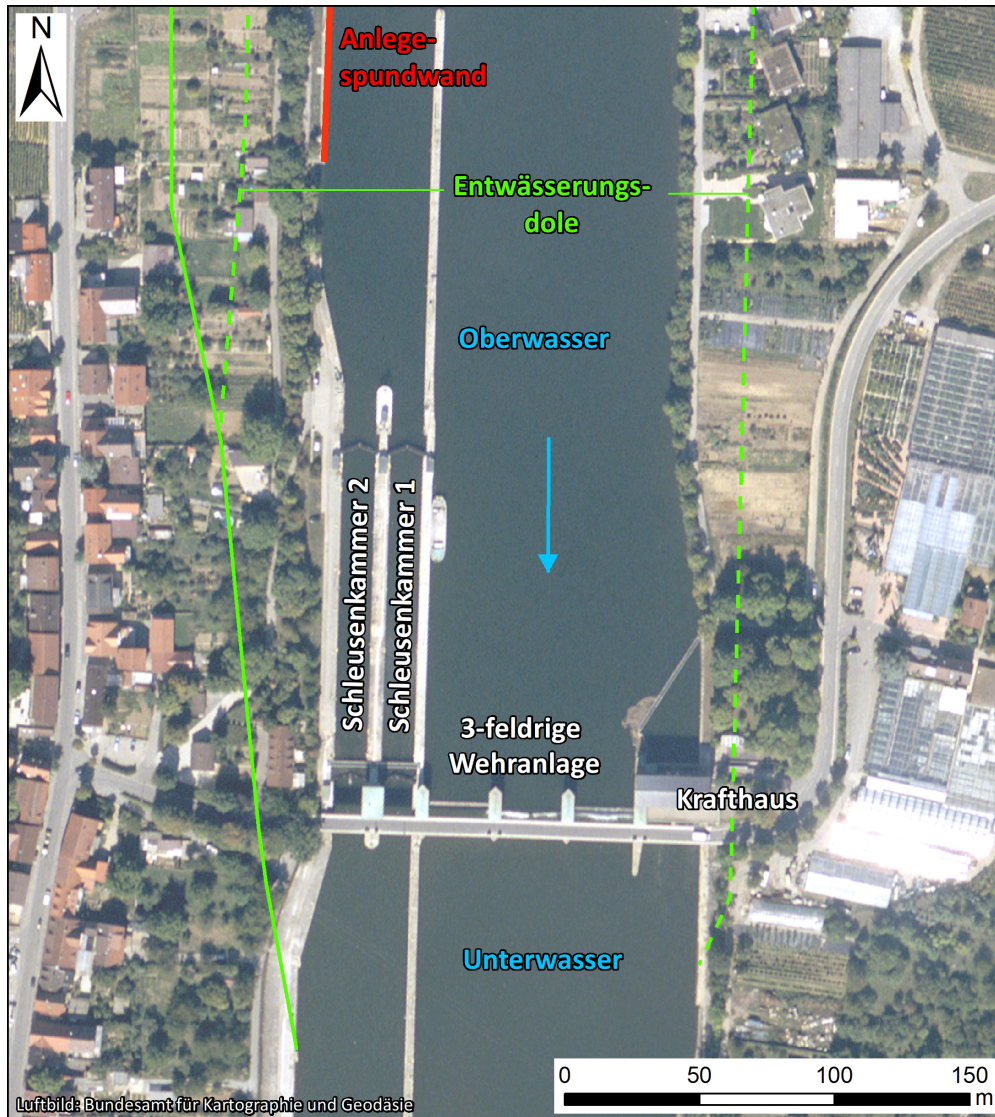


Abbildung 1: Staustufe Hessigheim mit Bezeichnung der wesentlichen Bauwerksteile

2.1.2 Bisherige Sanierungsmaßnahmen

Bereits während der Baumaßnahmen traten Setzungen und Verschiebungen im Bereich der Wehranlage und des Krafthauses auf. Aus diesem Grund wurde Zementpaste direkt unterhalb der Gründungssohlen injiziert. Später erfolgten in mehreren Sanierungsphasen umfangreiche Verpressarbeiten im Bereich der Hohlräume in den gipsführenden Schichten bis in ca. 40 m Tiefe sowie als Dichtungsschleier oberwasserseitig der Wehranlage (Abbildung 2). Der Dichtungsschleier erhielt mehrere Jahre später eine Verlängerung in westlicher Richtung. Hier besteht der Dichtungsschleier aus Bohrungen im Abstand von 1,50 m, über die von der Oberfläche des Dolomithorizonts bis zur Bauwerkssohle bzw. 10 – 12 m unter Gelände Zementsuspension und -paste

verpresst wurden. Da der obere Bereich der Bohrungen mit wasserarmer Zementpaste unter Zugabe von Stabilisator drucklos verfüllt wurde, ist im Neckarkies nicht mit einer relevanten Abdichtungswirkung durch die verfüllten Bohrungen oberhalb des verlängerten Dichtungsschleiers zu rechnen.

Geodätische Messungen und Baugrundaufschlüsse deuten darauf hin, dass die Zementinjektionen den Untergrund stabilisierten und eine weitere, durch Unterströmung verursachte Lösung direkt unterhalb der Bauwerke weitgehend verhinderten. Eine Zusammenfassung der Sanierungsmaßnahmen ist in [U1] dargestellt.

Die Anlegespundwand im Oberwasser der Schleusenanlage (siehe Abbildung 1) wurde 2004 erneuert, nachdem sie durch Setzungen stark deformiert worden war.

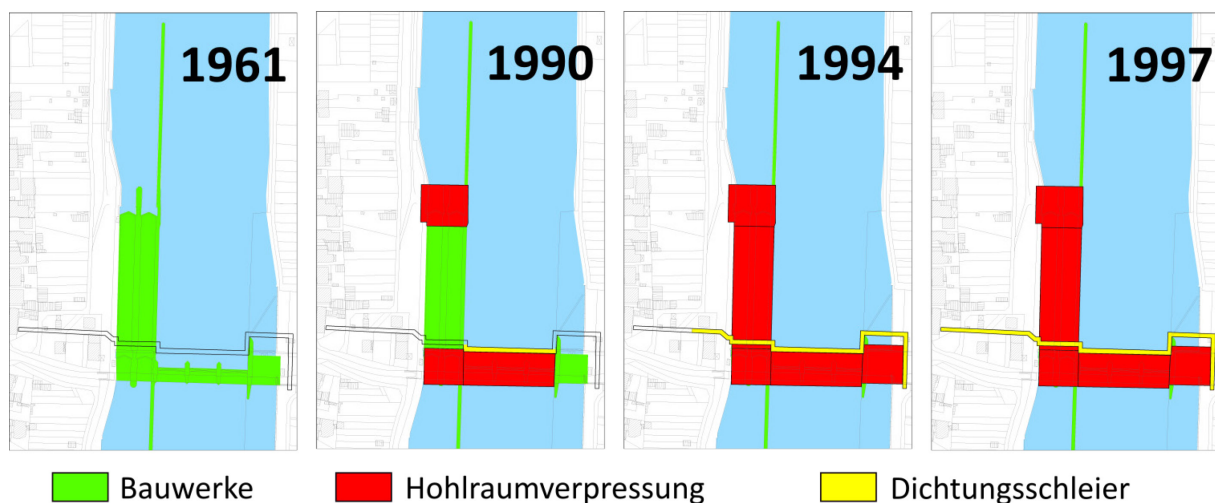


Abbildung 2: Bauwerke und Sanierungsabschnitte der Staustufe Hessigheim

2.1.3 Baugrund und Grundwasserstockwerke

Am mittleren Neckar im Bereich der Staustufe Hessigheim steht der Muschelkalk als Teil der südwestdeutschen Deckgebirgsschichten an. Die Kalke des Oberen Muschelkalkes bilden hier die Talhänge, während die Einheiten des Mittleren Muschelkalkes im Bereich der Talsohlen und unterhalb folgen. Der Mittlere Muschelkalk wurde als Wechselfolge von Salz-, Sulfat- und Karbonatgesteinen in festlandnahen Flachmeerbereichen abgelagert. Im Oberen Muschelkalk herrschen Kalke vor.

Im Gebiet um Hessigheim wurden die Schichten des Muschelkalkes durch tektonische Bewegungen um bis zu 80 m gegenüber den umliegenden Gebieten aufgewölbt und formen den Hessigheimer Sattel (Bachmann und Brunner 1998).

Die Baugrunderkundung im Bereich der Staustufe Hessigheim erfasst den Festgesteinsuntergrund vom Unteren Tonanhydrit bis zur Diemelformation, sowie die überlagernden quartären Lockergesteine. Im Einzelnen treten die in Tabelle 1 genannten Einheiten auf:

Tabelle 1: Baugrundaufbau der Staustufe Hessigheim [U2] mit stratigraphischer Zuordnung nach Hagdorn und Simon (1995); Mächtigkeitsangabe als Mittelwert mit Schwankungsbereich in Klammern

Einheit			Lithologie	Mächtigkeit	
Quartär	Auffüllung		variable Zusammensetzung	4 m (0 – 11 m)	
	Auelehm		Tone, Schluffe, Feinsande, vereinzelt Kiese	6 m (0 – 19 m)	
	Neckarkies		überw. Kiese und Sande	6,5 m (1,5 – 14 m)	
Oberer Muschelkalk			Kalkstein	1,3 m (0 – 3 m)	
Mittlerer Muschelkalk	Diemelformation		Dolomitstein	6 m (0 – 15 m)	
	Heilbronn-Formation	Obere Sulfatschichten	Residualton	dolomitischer Kalkarenit	5,5 m (0 – 12 m)
			„Oberer Tonanhydrit“ (Obere Wechsellagerung)	Wechselfolge von Gips, Dolomit- und Tonstein 87 – 99% Gipsgehalt	8 m (0 – 14 m)
			Zwischendolomit	Dolomitstein, Tonstein, Gips 21% Gipsgehalt	2 m (0 – 3,7 m)
			Unterer Tonanhydrit	Wechselfolge von Gips, Dolomit- und Tonstein 48 – 75% Gipsgehalt	14 m (10 – 17 m)

Der Auelehm wurde in der Bodenansprache in der Regel als schwach sandiger bis sandiger Ton mit vereinzelt schwach kiesigen Anteilen angesprochen. Es treten dünne Sand- und Kieseinlagerungen sowie vereinzelt Wurzelreste und andere Hinweise auf organische Bestandteile auf.

Beim Neckarkies handelt es sich der Genese nach um eine sandige und kiesige Flussablagerung. Siebanalysen ergaben auf der rechten Neckarseite überwiegend weit gestufte Kies-Sand-Gemische und Kies Schluff-/Ton-Gemische. Auf der linken Neckarseite treten auch Sand-Schluff-/Ton-Gemische mit höherem Feinanteil hinzu.

Die Diemelformation tritt an der Staustufe Hessigheim am linken Neckarufer flächendeckend auf. Zum Teil wird sie noch von einer geringmächtigen Kalksteinlage des Oberen Muschelkalkes überlagert. Beide Schichten dünnen nach Westen hin aus und fehlen am rechten Ufer weitgehend. Die Diemelformation wird von stark verwittertem bis zersetztem Calcit- und Dolomitgestein bestimmt, das in weiten Bereichen als bindiges Lockergestein mit eingelagerten Bruchstücken vorliegt. Die Bruchstücke weisen häufig angelöste Oberflächen mit bindigen Belägen und eine schwach bis stark löchrige Struktur auf.

Der Residualton ließ sich in der Bodenansprache meist als leicht- bis mittelpastischer toniger, sandiger Schluff mit zumeist breiiger bis steifer, selten auch bis zu fester Konsistenz und erheblichen Anteilen an Gesteinsresten bis Kieskorn- und Steingröße klassifizieren. Zu den mineralogischen Untersuchungen, den Mächtigkeiten und der Genese des Residualtons siehe Abschnitt 3.6.

Der Obere Tonanhydrit besteht vorwiegend aus Gipsstein, der von Dolomit und Tonstein als Wechsellagerung und in Schlieren begleitet wird. Der ursprünglich vorliegende Anhydrit wurde unter Grundwassereinfluss vollständig zu Gips umgewandelt. Im Bereich der Staustufe

Hessigheim wurde die Mächtigkeit des Oberen Tonanhydrits durch fortschreitende Lösungserscheinungen von ursprünglich ca. 30 m auf mittlere 8 m reduziert. Im Geotechnischen Untersuchungsbericht [U2] wurde gemäß dem vorliegenden Grad der Lösungserscheinungen zwischen intaktem Oberem Tonanhydrit und Oberem Tonanhydrit mit Hohlräumen unterschieden. Die Hohlräume wurden in den Aufschlussbohrungen häufig als Kernverlust angetroffen, enthalten jedoch mutmaßlich nachgerutschtes bindiges und rolliges Bodenmaterial aus den überlagernden Einheiten [U2] und [U3]. Abbildung 3 zeigt exemplarisch zwei Bohrlochscanaufnahmen von typischen Hohlräumen aus dem Baugrundaufschluss 2016.

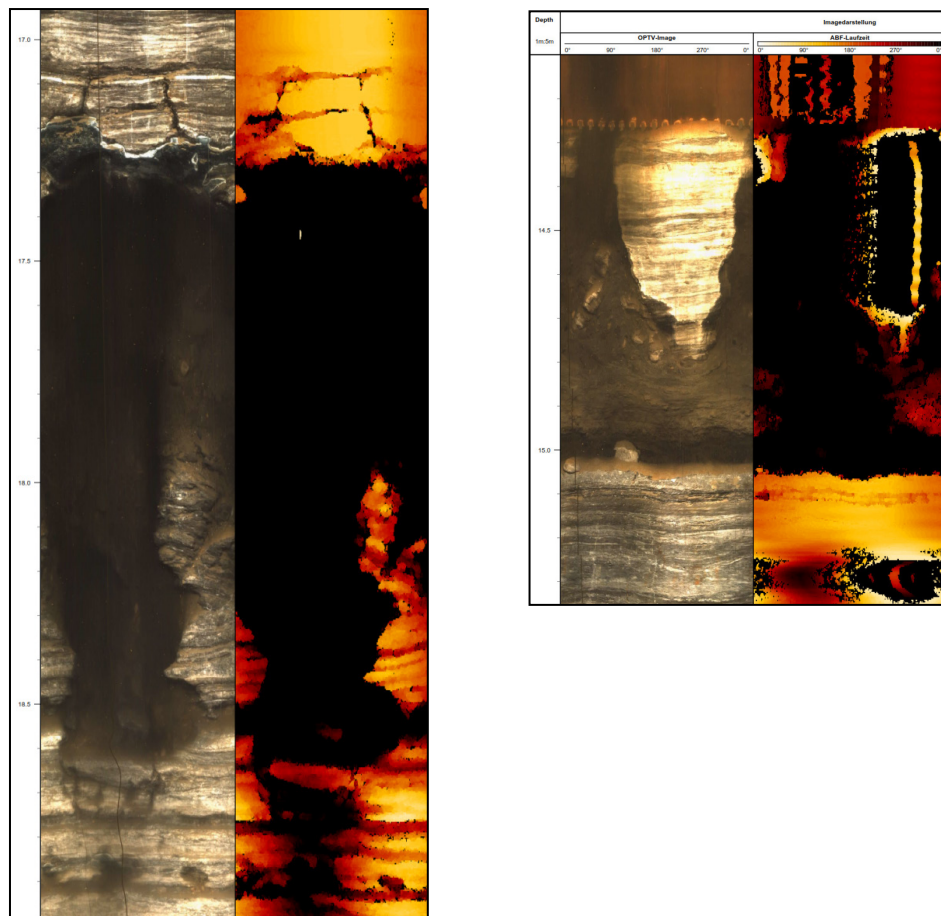


Abbildung 3: Beispiele für Bohrlochscanaufnahmen in der Baugrundaufschlussbohrung BKF 130 am Oberhaupt der landseitigen Schleuse, nördlich des Schleusentores.

Der Zwischendolomit wurde als zumeist schwach bis stark verwitterter Dolomitstein mit vergleichsweise geringem Gipsanteil angesprochen. Bei weit fortgeschrittenen Lösungserscheinungen im Oberen Tonanhydrit können auch der Zwischendolomit und der unterlagernde Untere Tonanhydrit von Lösungsprozessen und Nachbruch betroffen sein.

Generell lagern die erbohrten Schichten annähernd horizontal. Sie variieren jedoch in ihren Mächtigkeiten und können zusätzlich durch Hohlräume und Nachbruch gestört sein. Exemplarisch zeigen die in Abbildung 4 dargestellten Baugrundschnitte (Lage siehe Anlage 1) den Aufbau des Untergrundes an einem Schnitt vom linken zum rechten Neckarufer entlang des Wehrs. Abbildung 5 verdeutlicht die Mächtigkeitsverteilung des intakten Felses im Projektgebiet.

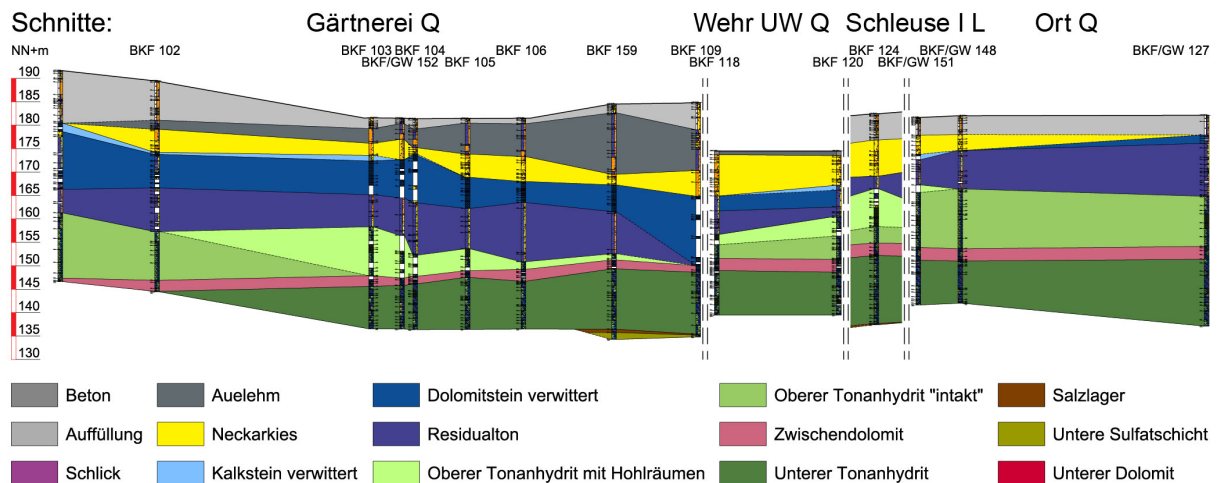


Abbildung 4: Baugrundschnitt E-W durch das Neckartal im Bereich der Staustufe Hessigheim [U2]

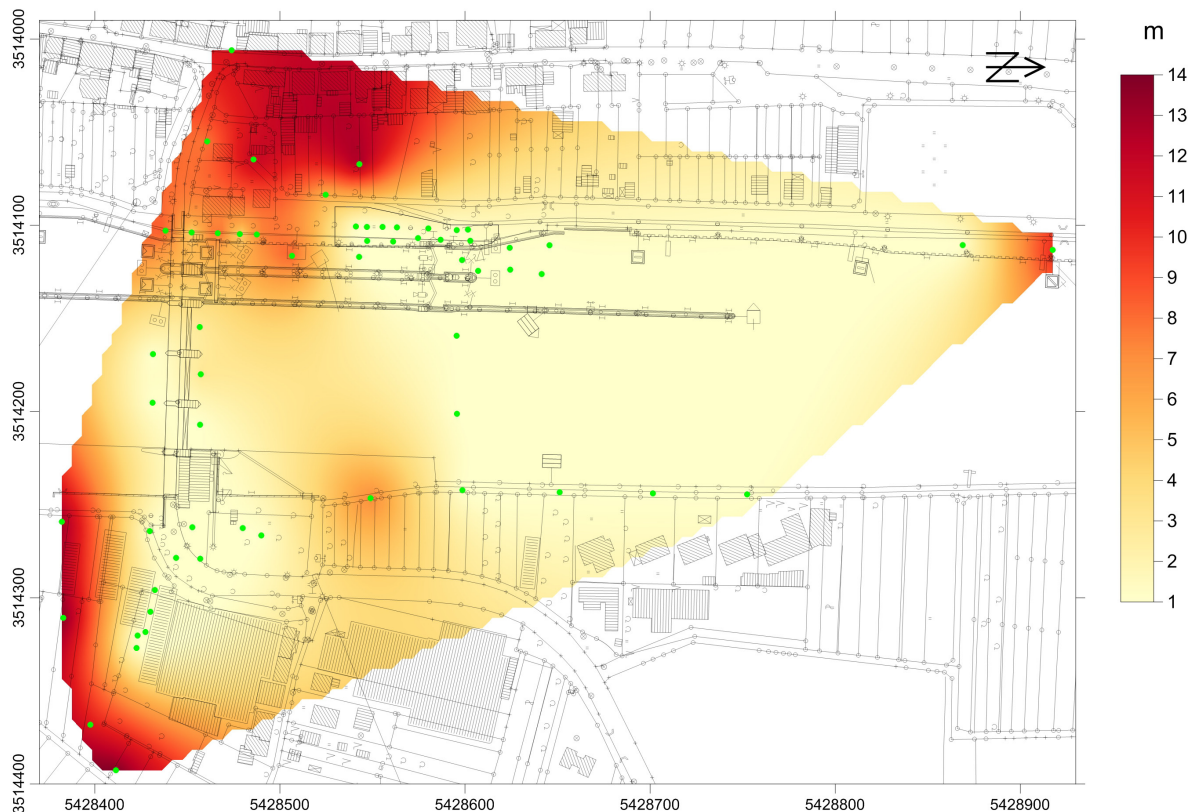


Abbildung 5: Interpolierte Mächtigkeit des intakten Felses des Oberen Tonanhydrits aus den Bohrergebnissen des Baugrundaufschlussprogramms 2016 (grüne Punkte: Bohrungen)

Innerhalb der Schichtenfolge sind zwei Grundwasserstockwerke zu unterscheiden. Das obere Grundwasserstockwerk bildet der Neckarkies. Das untere Grundwasserstockwerk befindet sich im Oberen und teilweise im Unteren Tonanhydrit und wird vereinfachend als „Festgestein“ bezeichnet. Der Neckarkies ist ein Porengrundwasserleiter, während das Festgestein einen Kluft- und Karstgrundwasserleiter darstellt. In Bereichen mit Lösungshohlräumen, die durch nach-

fallendes Lockermaterial gefüllt sind, nimmt auch das Festgestein lokal die Eigenschaften eines Porengrundwasserleiters an.

Da der Neckarkies von grundwasserhemmenden, bindigen Lockergesteinen der Diemelformation und des Residualtons unterlagert wird, besteht im Allgemeinen eine hydraulische Trennung zwischen beiden Grundwasserstockwerken. Jedoch zeigen lokal nachgewiesene permeable Bereiche auf der westlichen Neckarseite, dass mindestens hier ein Austausch zwischen beiden Grundwasserleitern erfolgt [U4].

Der unter dem Oberen Tonanhydrit lagernde Zwischendolomit wurde nördlich von Heilbronn als wasserführend erbohrt und wird zusammen mit dem Dolomit der Diemelformation als Wasserzuführungshorizont für den Vergipsungsprozess des Anhydrits angesehen (Friedel & Schweizer, 1991). Im Bereich der Staustufe Hessigheim ist dagegen der intakte Zwischendolomit nach dem Baugrundaufschluss als grundwasserhemmend einzuordnen. Dabei verliert er diese hemmende Wirkung, wenn der Obere Tonanhydrit bis an seine Basis hin ausgelaugt wird und in der Folge auch der Zwischendolomit Lösungsprozessen ausgesetzt ist.

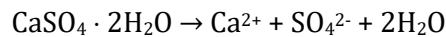
Die Lösungsprozesse im Baugrund der Staustufe Hessigheim schreiten fort. Dafür geben die kontinuierlich erfassten Verschiebungen an den Bauwerken ebenso Hinweise wie die immer wieder auftretenden Dolinen. Diese entstehen, wenn Lösungshohlräume durch Nachrutschen überlagernden Materials bis an die Erdoberfläche migrieren und dort als Erdfall in Erscheinung treten (Abbildung 6). In Anlage 2 sind in einem Lageplan die bekannten Dolinen, die Verteilung der erbohrten Hohlräume sowie die maßgeblichen Richtungen der Bauwerksverschiebungen zusammengestellt.



Abbildung 6: Beispiel für eine Doline am Radweg auf dem Damm am rechten Neckarufer im März 2018

2.2 Grundlagen der Gipslösung

Im Oberen Tonanhydrit im Bereich der Staustufe Hessigheim steht der Gips in Wechsellagerung mit Dolomit und Tonstein in mehrere Meter mächtigen, fast reinen Schichtpaketen an. Durch die Rekristallisation aus Anhydrit haben sich feinkörnige, miteinander verzahnte und verfilzte Gipskristalle gebildet. Innerhalb der Kristallstruktur sind die Ca^{2+} - und die SO_4^{2-} -Ionen in einer Schicht angeordnet, während die H_2O -Moleküle schwächer gebundene Zwischenschichten bilden. Im Kontakt mit Wasser lösen sich die Gipskristalle auf:



Die Löslichkeit für Gips in 20 °C warmem, reinem Wasser, beträgt 2,5 g/l. Zum Vergleich liegen die Löslichkeiten von Salz bei 360 g/l und von Kalk bei 1,5 mg/l (Klimchouk 1996). Gips löst sich in 50% gesättigtem Wasser mit einer Lösungsrate in der Größenordnung von $10^{-5} \text{ mmol}/(\text{cm}^2 \cdot \text{s})$ (Jeschke et al. 2001).

Die Geschwindigkeit der Gipslösung ist dabei abhängig von mehreren Faktoren: Je höher die Sättigung des Lösungsfluids ist, d. h. je mehr Ca^{2+} - und SO_4^{2-} -Ionen bereits enthalten sind, umso geringer ist dessen Lösungsangriff auf die Gipskristalle. Jeschke et al. (2001) stellten in Lösungsexperimenten mit reinem Gips fest, dass die Sättigung bei der Gipslösung zunächst nahezu linear steigt. Ab 60-prozentiger Sättigung überwiegt eine gemischte Reaktionskinetik und bei fast vollständiger Sättigung fällt die Lösungsrate abrupt ab.

Die Form und Verteilung der Kristalle im Gestein sowie die Wasserzutrittsmöglichkeiten bestimmen die Lösungsfläche. Eine größere Lösungsfläche hat eine höhere Löslichkeit zur Folge. Mit steigender Temperatur nimmt die Gipslöslichkeit kontinuierlich zu und erreicht ein Maximum bei 43°C. Der pH-Wert des Lösungsfluids hat keinen nennenswerten Einfluss auf die Löslichkeit. Ein steigender Gehalt an Nebenionen, wie Na^+ , in der Lösung erhöht das Lösungspotential. Einen bedeutenden Einfluss auf die Löslichkeit hat die Fließgeschwindigkeit des Lösungsfluids. Bei höherer Fließgeschwindigkeit wird das Fluid im Kontaktbereich mit der Lösungsfläche schnell ausgetauscht. Die gelösten Ionen können abtransportiert werden und neues untersättigtes Fluid wirkt auf die Lösungsfläche ein. Eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeit bewirkt damit eine erhebliche Steigerung der Löslichkeit. (Zhang et al. 2013, Klimchouk 1996)

Nach Untersuchungen in Gipskarstgebieten kommt Klimchouk (2006) zu der Feststellung, dass im ungespannten Karstgrundwasserleiter die Durchströmung entlang bevorzugter Wasserwegsamkeiten stattfindet, die durch einen selbstverstärkenden Mechanismus erweitert werden. Im gespannten Karstgrundwasserleiter ist dagegen der Zu- und Abstrom des Grundwassers gehemmt. In der Folge wird die Schicht gleichmäßiger durchströmt und die Lösungserweiterung wirkt auf mehrere Fließwege verteilt. In der westlichen Ukraine untersuchte Klimchouk (2006), wie die Durchströmung eines gespannten Gipskarstgrundwasserleiters von unten nach oben die Bildung labyrinthartiger Höhlen verursacht, die aus mehreren Stockwerken miteinander vernetzter, flacher Hohlräume bestehen.

Die gelösten Ionen werden im Grundwasserstrom abtransportiert. Bei geringen Fließgeschwindigkeiten kommt es zur Erhöhung der Sulfat- und Calcium-Konzentration im Grundwasser, dessen Lösungspotential daraufhin abnimmt. Die zwischen den aufgelösten Gipspartien lagernden Tonstein- und Mergelbänder können bei ausreichender Grundwasserfließgeschwindigkeit

abrasiv abgetragen werden und lagern sich in Bereichen geringer Fließgeschwindigkeiten als Residualton ab. Die im Untergrund durch Lösung und Ausspülung entstehenden Hohlräume sind bei entsprechender Größe vom Nachfall überlagernder Gesteine betroffen. Jeweils bei Überschreiten der Gewölbestabilität der Hohlraumdecke brechen Scherben, Platten oder Blöcke nach (Schweikardt 2008). Es bildet sich ein Debrishügel am Hohlraumgrund, der durch fortschreitenden Nachbruch bis zur Hohlraumdecke anwachsen und damit den Hohlraum vom ursprünglichen Fließwegenetz trennen kann. Die Verlagerung von Hohlräumen bis zur Erdoberfläche ist möglich. In bindigen Gesteinen kann sich der Prozess der Hohlraumverlagerung über tausende bis zehntausende Jahre erstrecken (Klimchouk und Andrejchouk 2005). Trifft ein sich nach oben verlagernder Hohlraum auf rollige Gesteine, kommt es dagegen zum plötzlichen Nachfall. Je nach Beschaffenheit und Grundwasserführung der oberflächennahen Schichten entstehen dadurch Setzungsmulden oder Dolinen. Abbildung 7 zeigt die Bildung von Verbruchstrukturen im Gipskarst schematisch am Beispiel der Zoloushka-Gipshöhle in der Westukraine.

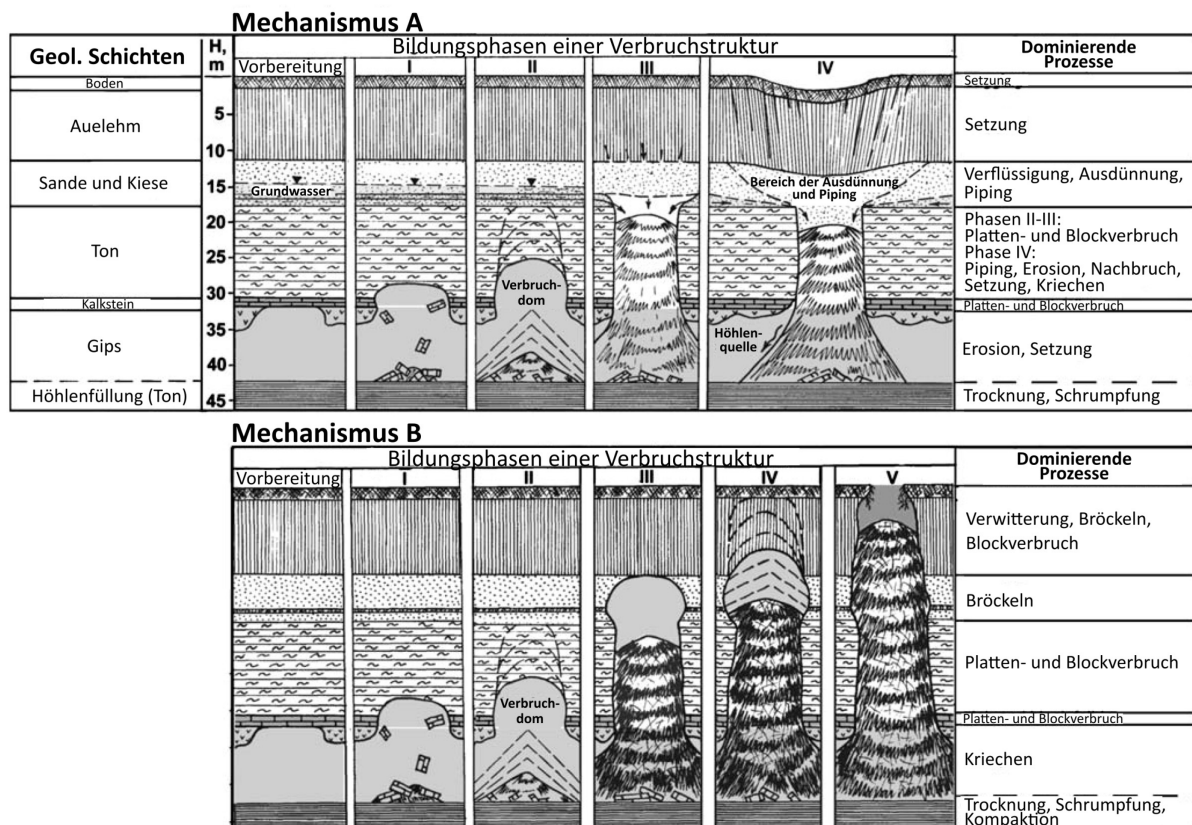


Abbildung 7: Schematische Darstellung der Verbruchmechanismen in der Zoloushka Gipshöhle, Westukraine (Klimchouk und Andrejchouk 2005)

Milanovic (2004) untersuchte die Karstformen unter Stauseen, wo vertikale Potentialunterschiede eine treibende Kraft der Grundwasserströmung darstellen. Hier bilden sich, wie in Abbildung 8 schematisch illustriert, horizontale Fließwege mit nach oben abzweigenden schachtartigen Röhren, die bei fortschreitendem Lösungsprozess und Nachbruch die Bodenoberfläche als Senkungen oder Dolinen erreichen.

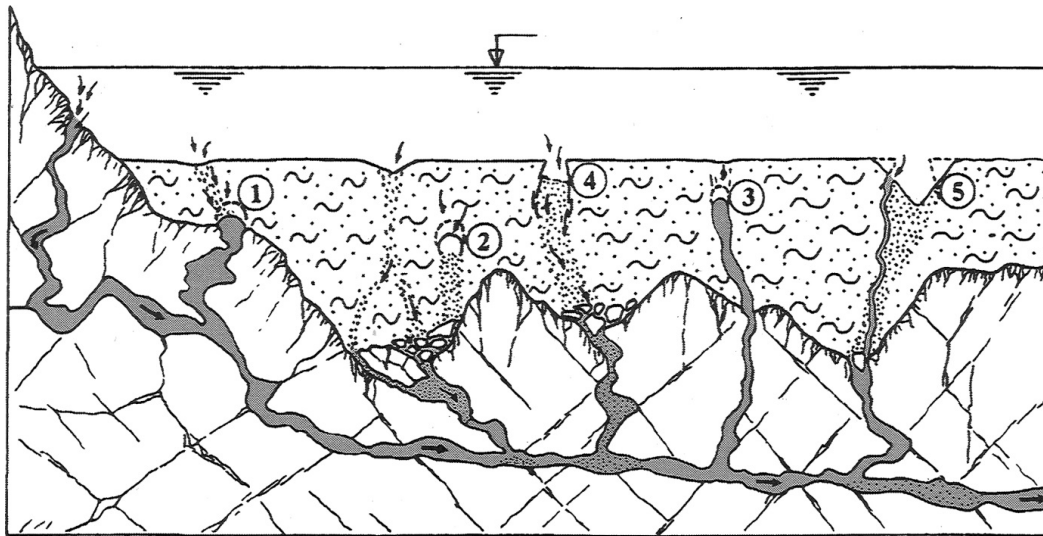


Abbildung 8: Schematische Darstellung der Hohlraumbildung im Karst unter Stauseen in fortschreitenden Phasen 1-5 (Milanovic 2004)

Im Untergrund der Staustufe Hessigheim führen vor allem die Diemelformation und der Zwischendolomit dolomitische Gesteine. Aber auch die Wechsellagerungen im Unteren und Oberen Tonanhydrit enthalten dolomitische Bereiche. Aus diesem Grund sind auch die Mechanismen der Dolomitverwitterung im Rahmen der Untersuchungen zu betrachten. Dolomit ist ein Kalzium-Magnesium-Karbonat mit der chemischen Formel $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$. Die Mg^{2+} -Ionen sind chemisch stärker gebunden als die Ca^{2+} -Ionen. Dolomit ist daher mit einer Löslichkeit von 0,078 g/l schwerer löslich als Kalk (CaCO_3 , Löslichkeit 1,5 g/l) und wesentlich schwerer löslich als Gips (Löslichkeit 2,5 g/l). Bei der Verwitterung von Dolomit bilden sich zellig-poröse Strukturen, der typische ‚Zellendolomit‘ entsteht. Die ursprüngliche Verteilung von Ca^{2+} - und Mg^{2+} -Ionen im Gestein sowie Beimengungen von Gips sind vermutlich für diese besondere Form der Verwitterung verantwortlich. Darüber hinaus verhält sich Dolomit unter tektonischer Beanspruchung spröder als Gips, so dass er im Bereich der Staustufe Hessigheim nach den Verformungen zur Ausbildung des Hessigheimer Sattels geklüftet vorliegen kann.

Klimchouk (1996) und Escorcia et al. (2013) weisen darauf hin, dass die Gipslösung und die Dedolomitisierung, bei welcher Mg^{2+} -Ionen im Dolomit durch Ca^{2+} -Ionen ersetzt werden, sich gegenseitig beeinflussen können. Beide Prozesse begünstigen sich unter Umständen gegenseitig. So reduziert die Dedolomitisierung die Konzentrationen an Ca^{2+} - und SO_4^{2-} -Ionen in der Lösung und damit die Gipssättigung, was zu einer Erhöhung der Gipslöslichkeit führt. Auf der anderen Seite wird die Dedolomitisierung durch die Ca^{2+} - und SO_4^{2-} -Ionen aus der Gipslösung gefördert. Durch die Dedolomitisierung verringert sich die Porosität des Dolomits. Seine Löslichkeit erhöht sich in dem Maße, indem Calcit aus dem Dolomit gebildet wird.

3 Untersuchungen

3.1 Grundwasserpotenzial

Grundlage für die folgenden Auswertungen sind Grundwasserpotenzialmessungen in bis zu 14 Grundwassermessstellen (GWM) im Neckarkies und 59 GWM im Festgestein. Die Daten wurden langjährig in Form monatlicher Stichtagsmessungen erhoben. Seit 2018 erfolgt eine 3-stündliche Aufzeichnung des Grundwasserpotenzials per Datenlogger in 31 ausgewählten Messstellen. Die Lage dieser GWM ist Anlage 1 zu entnehmen.

3.1.1 Neckarkies

Das Grundwasser im Neckarkies ist leicht gespannt, weil überlagernde Auelehmschichten und anthropogene Auffüllung den Grundwasserleiter nach oben hin abdichten. Die Grundwasserpotentiale liegen zwischen NHN+176 und 180 m. Es ergibt sich ein mittlerer Flurabstand der Grundwasserdruckfläche von 2,5 bis 5 m am linken bzw. 3,5 bis 6,5 m am rechten Neckarufer. Die Potentialdifferenz des Grundwassers im Neckarkies zwischen den Bereichen ober- und unterwasserseitig des Wehres beträgt etwa 1 m am rechten und 3 m am linken Neckarufer. Ursache für die Unterschiede zwischen beiden Uferseiten ist die stauende Wirkung der durch Spundwände und Zementinjektion abgedichteten Bereiche, die sich am rechten Ufer auch unterhalb der Schleusenkammern erstrecken. Anhand der Grundwassergleichen ist eine prinzipielle Fließrichtung von NNE nach SSW zu ermitteln [U4].

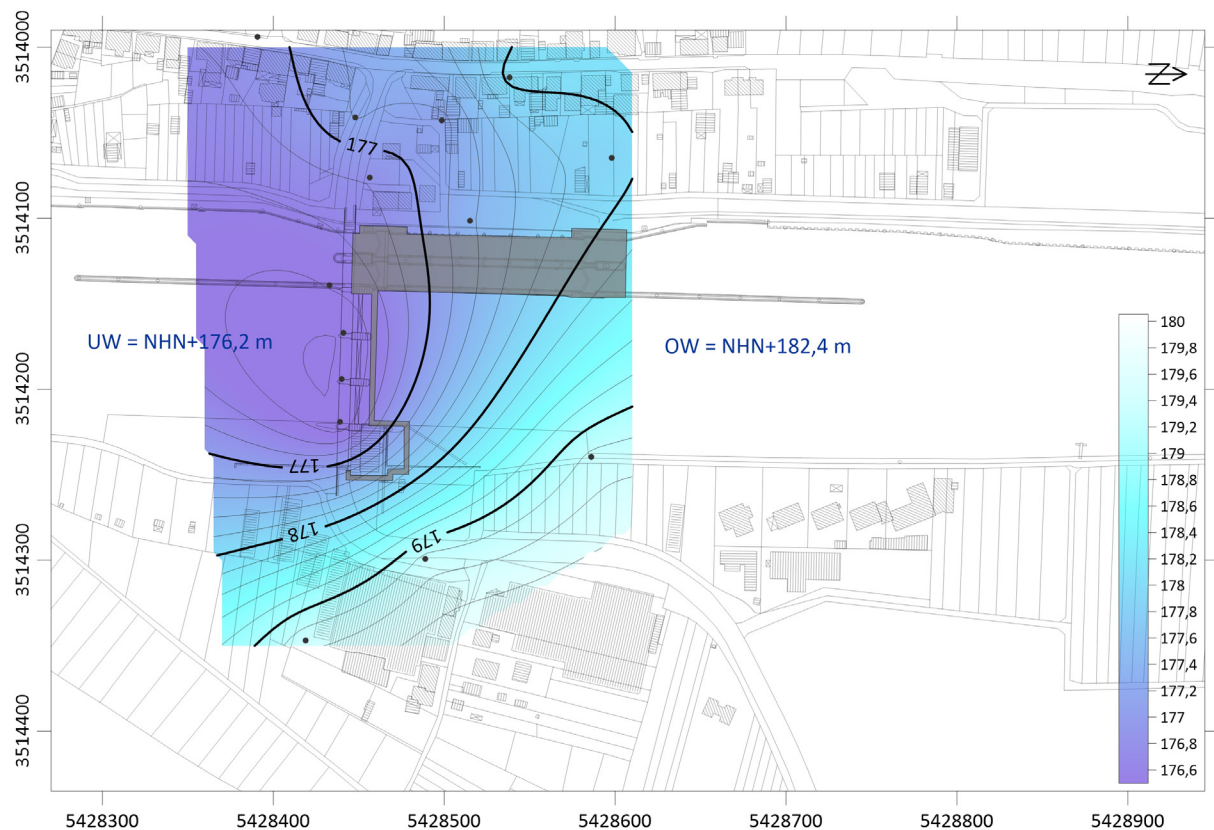


Abbildung 9: Grundwassergleichen in m NHN im Neckarkies am Stichtag 10.04.2013

In Anlage 3 sind die Grundwasserstandsganglinien der seit April 2018 mit Datenloggern ausgestatteten Messstellen dargestellt. Abbildung 9 zeigt exemplarisch die Grundwassergleichen im Neckarkies im Bereich der Staustufe Hessigheim für eine Stichtagsmessung.

In den Grundwasserstandsmessungen von 1997 bis 2018 im Neckarkies zeigt sich bei Hochwasser ein Anstieg des Grundwasserpotentials im Mittel um ca. 0,6 m und maximal um ca. 0,9 m. Bei Niedrigwasser sinkt das Grundwasserpotential im Mittel um ca. 0,35 m. Dabei wurden maximale Abweichungen vom mittleren Grundwasserpotenzial von ca. 0,7 m festgestellt.

3.1.2 Festgestein

Im tiefen Grundwasserstockwerk, dem Festgestein, herrschen wie im Neckarkies gespannte Verhältnisse. Hier liegen die Grundwasserpotentiale zwischen NHN+176 und 181 m. Der Flurabstand der Grundwasserdruckfläche beträgt im Mittel 3 bis 6 m. Anhand der Grundwassergleichen ist auch hier eine prinzipielle Fließrichtung von NNE nach SSW zu ermitteln. Die Grundwassergleichen zeigen jedoch im Bereich der Wehrachse und der Schleusen, dass die unterirdische Abdichtung durch Spundwände und Zementinjektionen einen Aufstau des tiefen Grundwassers bewirkt. Die direkte Unterströmung der Bauwerke wird verhindert oder zumindest behindert. Durch die Abdichtung des Festgesteinsgrundwasserleiters unterhalb des Wehres und der Schleusen kommt es vor allem im Bereich landseitig der Schleusenammern zu einem Grundwasseraufstau.

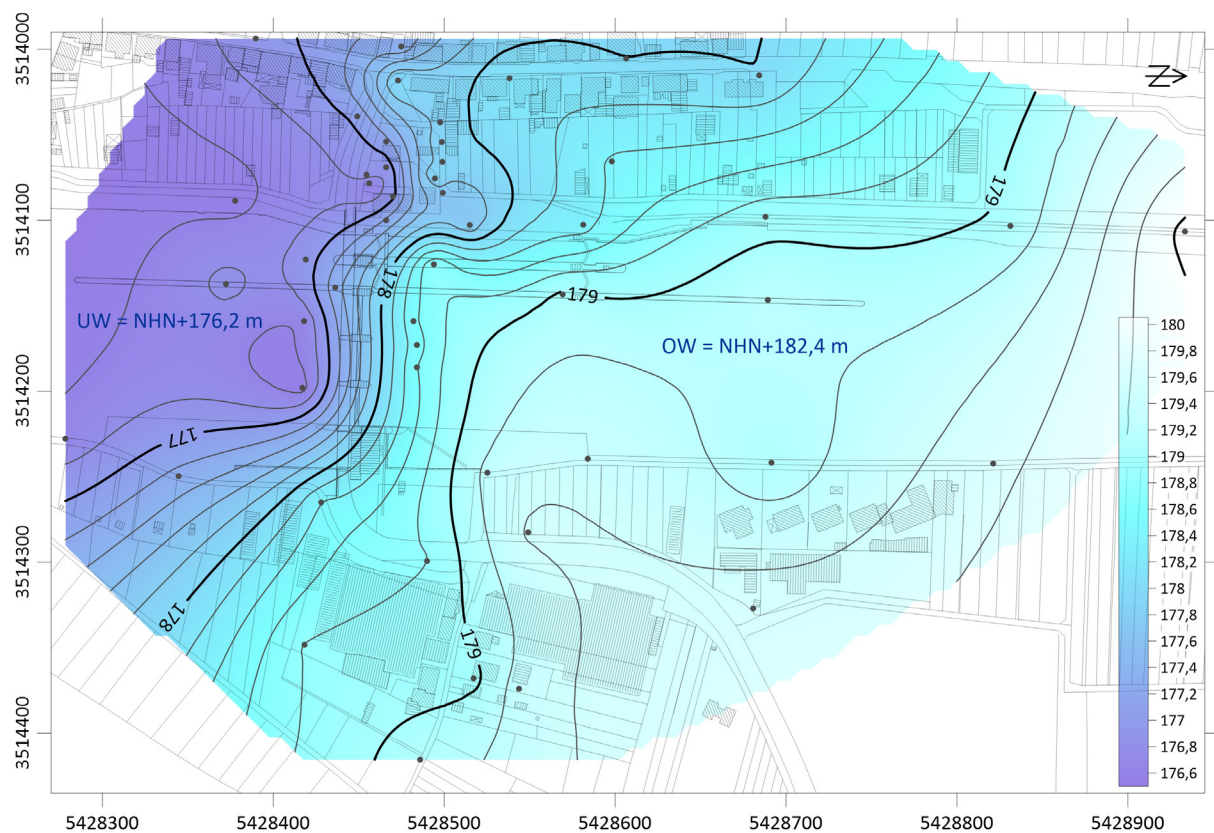


Abbildung 10: Grundwassergleichen (mNN) im Festgestein am Stichtag 10.04.2013

Für eine Stichtagsmessung bei mittleren geohydraulischen Verhältnissen zeigt Abbildung 10 exemplarisch die Grundwassergleichen im Festgestein im Bereich der Staustufe Hessigheim.

Wie für die Neckarkiesmessstellen sind auch für die Messstellen im Festgestein die Grundwasserganglinien des Zeitraums 2018 bis 2020 in Anlage 3 zusammengestellt.

Unter Hochwasserbedingungen kann das Grundwasserpotential im Festgestein im Mittel um ca. 0,7 m ansteigen, wobei ein maximaler Anstieg von ca. 1,5 m in den Grundwasserpotentialmessungen 1997 bis 2018 ermittelt wurde. Das Grundwasserpotential sinkt dagegen bei Niedrigwasser um mittlere ca. 0,4 m und maximal ca. 1,4 m [U4].

3.1.3 Vergleich der GW-Potentiale im Neckarkies und Festgestein

Da die beiden Grundwasserstockwerke überwiegend hydraulisch getrennt sind, unterscheiden sich die Grundwasserpotentiale voneinander. In Abbildung 11 ist die Differenz aus dem Grundwasserpotential des Neckarkieses und des Oberen Tonanhydrits für die Stichtagsmessung vom 12.04.2013, die mittlere geohydraulische Verhältnisse beschreibt, als interpolierte Fläche dargestellt. Der zentrale Bereich des Projektgebietes, der sich am rechten Neckarufer bis in die Ortslage Hessigheim ausbreitet, zeigt eine, in blau und grün dargestellte, negative Differenz und demnach im Oberen Tonanhydrit ein höheres Grundwasserpotential als im Neckarkies.

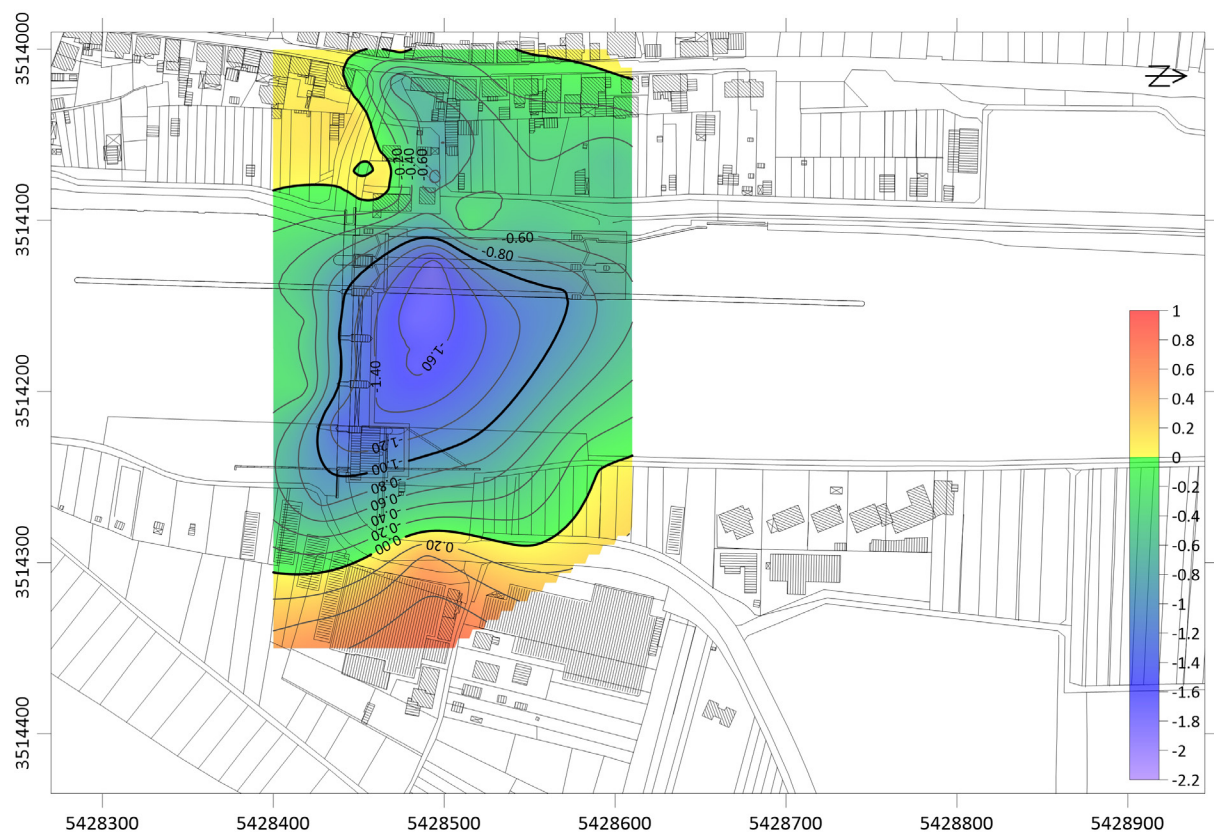


Abbildung 11: Differenz der Grundwasserpotentiale von Neckarkies und Oberem Tonanhydrit in m am Stichtag 12.04.2013

Insbesondere oberhalb des Wehres im Bereich des Neckarwestufers kann aufgrund der relativ großen Grundwasserpotentialdifferenz zwischen Oberem Tonanhydrit und Neckarkies bei entsprechender hydraulischer Verbindung ein Aufstieg von tieferem Grundwasser in den Neckarkies erfolgen.

In den gelb und rot gehaltenen äußeren Bereichen liegt dagegen das Grundwasserpotential im Neckarkies höher als im Oberen Tonanhydrit, so dass bei hydraulischer Verbindung der Grundwasserstockwerke eine Infiltration von oben nach unten erfolgen kann.

3.2 Hydraulische Gradienten

Der hydraulische Gradient i innerhalb eines Grundwasserleiters ergibt sich aus dem Quotienten der Potentialdifferenz Δh und dem Abstand Δl zwischen zwei Beobachtungspunkten entlang einer angenommenen Fließstrecke ($i = \Delta h / \Delta l$). Beispielhaft für zwei Stichtage sind die hydraulischen Gradienten im Festgesteinsaquifer zwischen zwei Bohrungen am rechten Neckarufer in Tabelle 2 zusammengestellt. Sie betragen in diesem Bereich des Oberen Tonanhydrits zwischen $3 \cdot 10^{-3}$ und $1 \cdot 10^{-2}$.

Tabelle 2: *Hydraulische Gradienten im Oberen Tonanhydrit*

Stichtag	P20 – P40	P28 – P20	P29 – P28
12.04.2013 (mittel)	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-2}$
08.01.2003 (Hochwasser)	$1 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$9 \cdot 10^{-3}$

Der vertikale Gradient ist maßgebend für den vertikalen Strömungsanteil und damit für einen gegebenenfalls auftretenden Austausch zwischen dem Festgesteinsgrundwasserleiter und den Neckarkiesen. Für die westlich der Schleusenplanie gelegenen Festgesteinsmessstellen P37, P38 und P39 mit direkt benachbarten GWM im Neckarkies P37a, P38a sowie P39a (Anlage 1) kann eine Berechnung erfolgen. Die Potentialdifferenz Δh ergibt sich aus der Differenz zwischen den Grundwasserpotentialen im Neckarkies und im Festgestein sowie die Wegstrecke Δl aus der Distanz zwischen den Filterbereichen in beiden Grundwasserleitern. Der vertikale Gradient liegt in P38 bei $2 \cdot 10^{-2}$ und in den beiden anderen Messstellen bei $7 \cdot 10^{-2}$.

Der vertikale hydraulische Gradient zwischen dem Oberen Tonanhydrit und dem Neckarkies liegt damit in dem hier betrachteten Bereich deutlich über dem horizontalen hydraulischen Gradienten im Festgesteinsaquifer.

3.3 Hydraulische Durchlässigkeiten

3.3.1 Neckarkies

Beprobungen der Bohrkerne [U2] lieferten eine Anzahl von Kornverteilungen für die Lockergesteinseinheiten. Je nach Ungleichförmigkeitsgrad der Körnungslinien wurden die Verfahren nach BEYER bzw. SEILER angewandt, um daraus k_f -Werte abzuschätzen.

Der arithmetische Mittelwert der hydraulischen Durchlässigkeit aus 29 ermittelten Werten für den Neckarkies liegt bei $k_f = 1,5 \cdot 10^{-2}$ m/s mit einer Spannweite der k_f -Werte von minimal $3 \cdot 10^{-3}$ m/s bis maximal $7,5 \cdot 10^{-1}$ m/s.

3.3.2 Festgestein

Für die Ermittlung der hydraulischen Durchlässigkeiten des Festgesteins liegen im Bereich der Staustufe Hessigheim die Ergebnisse von hydraulischen Bohrlochversuchen (Pulse-, Slug- und KRI-Tests) sowie von Pumpversuchen und Tests mittels Thermoflowmeter in ausgebauten Grundwassermessstellen vor, die punktuelle Daten für einzelne Bohrungen liefern [U4]. Darüber hinaus wurde 2013 ein Tracerversuch durchgeführt, zu dessen Ergebnissen ermittelte Abstandsgeschwindigkeiten zwischen mehreren Grundwassermessstellen und daraus berechnete k_f -Werte gehören [U4]. Die hydraulischen Bohrlochtests und die Tests in den Grundwassermessstellen ergaben im Untersuchungsbereich k_f -Werte zwischen $6 \cdot 10^{-10}$ m/s und $1 \cdot 10^{-5}$ m/s (Tabelle 3).

Tabelle 3: Hydraulische Durchlässigkeiten aus Bohrlochtests mit Bohrbefund

GWM Nr.	k_f -Wert in m/s	Filter-/ Teststrecke	Testver- fahren	Testdurchfüh- rung	Gesteinsbeschreibung
P16	$3 \cdot 10^{-6}$	26 – 33 m	Pumpver- such	BAW 2013	Residualton, Dolomit, Hohlraum und verfüllter Hohlraum
P20	$1 \cdot 10^{-5}$	24 – 32 m	Pumpver- such	BAW 2013	Gips, untergeordnet Dolomit, meh- rere Hohlräume und Kernverlust
P22	$7 \cdot 10^{-7}$	17 – 24 m	Slugtest	BAW 2013	Gips
P26	$2 \cdot 10^{-5}$	33,5 – 37,5 m	Slugtest	BAW 2013	Gips, untergeordnet Dolomit
P28	$1 \cdot 10^{-5}$	32 – 39 m	Pumpver- such	BAW 2013	Gips, etwas Dolomit
P35	$5 \cdot 10^{-5}$	31 – 37m	Thermo- flowmeter	BAW 2017	Gips und Dolomit, mürb bis brockig
P36	$6 \cdot 10^{-6}$	20 – 25 m	Slugtest	BAW 2013	Gips, Dolomitlagen, fest, klein- bis langstückig
P37	$3 \cdot 10^{-7}$	19,5 – 24,5 m	Slugtest	BAW 2013	unbekannt
P40	$5 \cdot 10^{-6}$	18 – 23 m	Slugtest	BAW 2013	Gips, fest, mittel- bis langstückig
P42	$2 \cdot 10^{-7}$	19 – 31 m	Slugtest	BAW 2013	Gips, geklüftet
P44	$3 \cdot 10^{-6}$	18 – 22,5 m	Slugtest	BAW 2013	Gips, z. T. ausgelaugt, 60 cm gefüll- ter Hohlraum
P50	$1 \cdot 10^{-6}$	17,5 – 22,5 m	Slugtest	BAW 2013	Gips, ausgelaugt
BKF 111	$2 \cdot 10^{-3}$	24 – 29,7 m	KRI-Test	HPC 2016	Gips, ausgelaugt, Hohlräume
BKF 127	$6 \cdot 10^{-10}$	26 – 28 m	Pulsetest	HPC 2016	Gips, frisch bis schwach verwittert, weitständig geklüftet
BKF 147	$6 \cdot 10^{-8}$	34 – 38 m	Pulsetest	HPC 2016	Gips, verwittert und engständig ge- klüftet; Dolomit, stark verwittert
BKF 148	$1 \cdot 10^{-9}$	24 – 28 m	Pulsetest	HPC 2016	Gips, engständig geklüftet
BKF 152	$9 \cdot 10^{-4}$	30 – 34 m	Thermo- flowmeter	BAW 2017	Gips, Dolomit, hart; Hohlräume
BKF 155	$8 \cdot 10^{-10}$	30 – 34 m	Pulsetest	HPC 2016	Gips, etwas Dolomit

Nicht in jedem Fall kann ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der ermittelten hydraulischen Durchlässigkeit und dem erbohrten Gesteinsbefund hergestellt werden. Zum einen sind die Bohrungsansprachen, die von verschiedenen Bearbeitern und zu unterschiedlichen Zeitpunkten durchgeführt wurden, oftmals schwer miteinander vergleichbar. Zum anderen werden die

Bohrlochtests auch von der Anbindung des erbohrten Bereiches an das umgebende Gestein beeinflusst. Der Bohrbefund ermöglicht keine Aussagen über diese Anbindung. Die Heterogenität der in den Bohrlochtests ermittelten k_f -Werte entspricht insgesamt den Eigenschaften des Untergrundes als Kluftgrundwasserleiter mit Karsterscheinungen. Die Werte liefern Informationen über den unmittelbaren Umgebungsbereich der Bohrungen und haben nur sehr begrenzt Gültigkeit für eine Übertragung auf großräumigere Bereiche. Problematisch ist die Ermittlung der k_f -Werte mit Bezug auf die Filterstecke bzw. das Packerintervall. Im Fall begrenzter Wasserwegsamkeiten innerhalb eines kleinen Teilbereiches des Filterintervalls werden die Durchlässigkeiten der geringdurchlässigen Bereiche durch die über das gesamte Filterintervall errechneten k_f -Werte u. U. überschätzt (Milanovich 2004).

Thermoflowmetermessungen ermöglichen die Identifikation von Zuflussbereichen entlang der Filter- oder Teststrecke. In einer Thermoflowmeter-Messkampagne in 2017 wurden in den Messstellen P28, P35, P40 und BKF 152 die in Tabelle 4 dargestellten, über die jeweiligen Untersuchungsstrecken differenzierten hydraulischen Durchlässigkeiten aus den Zuflussraten ermittelt.

Tabelle 4: Hydraulische Durchlässigkeiten aus Thermoflowmetermessungen

GWM Nr.	Intervalltiefe in m unter Messstellen- oberkante	Intervalllänge in m	k_f -Wert in m/s	mittlerer k_f -Wert in m/s
P28	32,0 – 37,0	5,0	$8,8 \cdot 10^{-7}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$
	37,0 – 37,4	0,4	$2,5 \cdot 10^{-5}$	
	37,4 – 38,7	1,3	$2,2 \cdot 10^{-6}$	
	38,7 – 39,0	0,3	$7,4 \cdot 10^{-5}$	
P35	31,0 – 32,3	1,3	$3,5 \cdot 10^{-5}$	$5,3 \cdot 10^{-5}$
	32,3 – 33,3	1,1	$4,8 \cdot 10^{-5}$	
	33,3 – 33,6	0,3	$3,3 \cdot 10^{-4}$	
	33,6 – 33,7	0,2	$3,6 \cdot 10^{-4}$	
	33,7 – 34,2	0,5	$1,1 \cdot 10^{-4}$	
	34,2 – 37,0	2,8	$4,5 \cdot 10^{-6}$	
P40	18,0 – 18,8	0,8	$2,0 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-6}$
	18,8 – 19,6	0,7	$1,4 \cdot 10^{-5}$	
	19,6 – 21,6	2,1	$1,2 \cdot 10^{-6}$	
	21,6 – 23,0	1,4	$1,2 \cdot 10^{-7}$	
BKF 152	28,8 – 30,1	1,3	$4,9 \cdot 10^{-4}$	$8,9 \cdot 10^{-4}$
	30,1 – 30,7	0,6	$3,7 \cdot 10^{-3}$	
	30,7 – 32,1	1,4	$6,7 \cdot 10^{-4}$	

Die Spannweite der ermittelten Durchlässigkeiten macht deutlich, dass das Grundwasser nicht homogen über den Filterbereich einströmt, sondern kleine Intervalle mit höheren Durchlässigkeiten neben größeren Intervallen mit verringerter Durchlässigkeit auftreten. Dies entspricht den typischen Eigenschaften eines geklüfteten und verkarsteten Grundwasserleiters.

Zusätzliche Informationen liefern Salzverdünnungsversuche aus dem Jahre 2013 [U4]. Sie ergaben scheinbare Filtergeschwindigkeiten von ca. $5 \cdot 10^{-4}$ m/s in den Messstellen P16 und P20 mit einem Maximum von $1,3 \cdot 10^{-3}$ m/s in 27 m Tiefe in der Messstelle P20.

Abbildung 12 zeigt die aus hydraulischen Bohrlochtests und Thermoflowmetermessungen ermittelten k_F -Werte in ihrer räumlichen Verteilung. Aufgrund der bereits beschriebenen Heterogenität des Gebirges, ist es schwierig, daraus generelle Trends abzuleiten. Auffällig ist jedoch, dass die höchsten Werte direkt am Ufer bzw. auf der Mole ermittelt wurden, während die geringsten ermittelten hydraulischen Durchlässigkeiten in einiger Entfernung vom Ufer und unterhalb des Dichtungsschleiers liegen.

Zusammenfassend ist davon auszugehen, dass die geringen ermittelten k_F -Werte für das Festgestein um 10^{-10} bis 10^{-8} m/s als charakteristisch für intaktes Gebirge und die hohen ermittelten Werte um 10^{-5} bis 10^{-3} m/s als charakteristisch für ausgelaugtes, mit Hohlräumen durchsetztes Gebirge anzusehen sind.

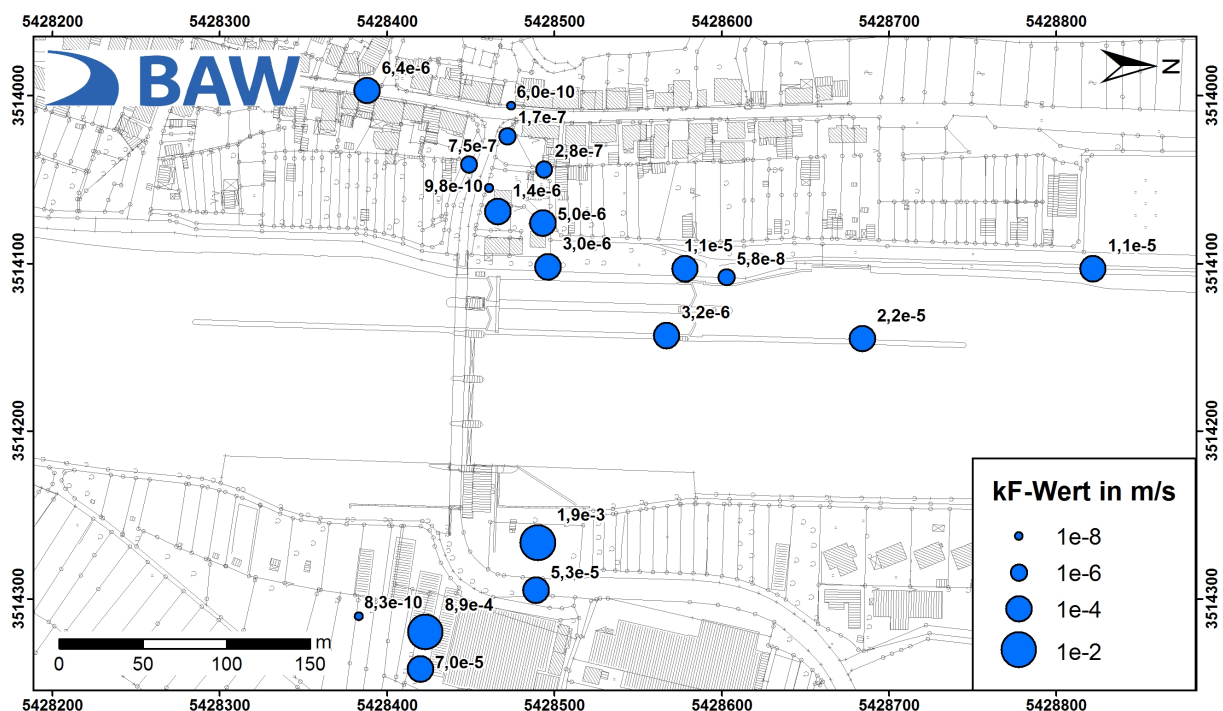


Abbildung 12: Hydraulische Durchlässigkeiten im Festgesteinsgrundwasserleiter aus Bohrlochtests

3.4 Tracerversuch

Das Institut für Angewandte Geowissenschaften des KIT führte 2013 im Auftrag der BAW einen Tracerversuch im Bereich der Staustufe Hessigheim durch [U4]. Dabei wurde in die beiden, im Festgestein verfilterten GWM P20 und P11, die sich jeweils am Ufer oberwasserseitig des Wehres befinden, der Markierungsstoff Amidorhodamin G eingegeben. Zusätzlich erfolgte die Eingabe von Uranin bei km 144,1 direkt in den Neckar. Abbildung 13 zeigt die Eingabestellen, Messstellen mit nachgewiesenem Tracer und die möglichen Grundwasserfließwege. Erwartungsgemäß wurde nur ein geringer Teil der Eingabemengen in unterstromig gelegenen Messstellen nachgewiesen.

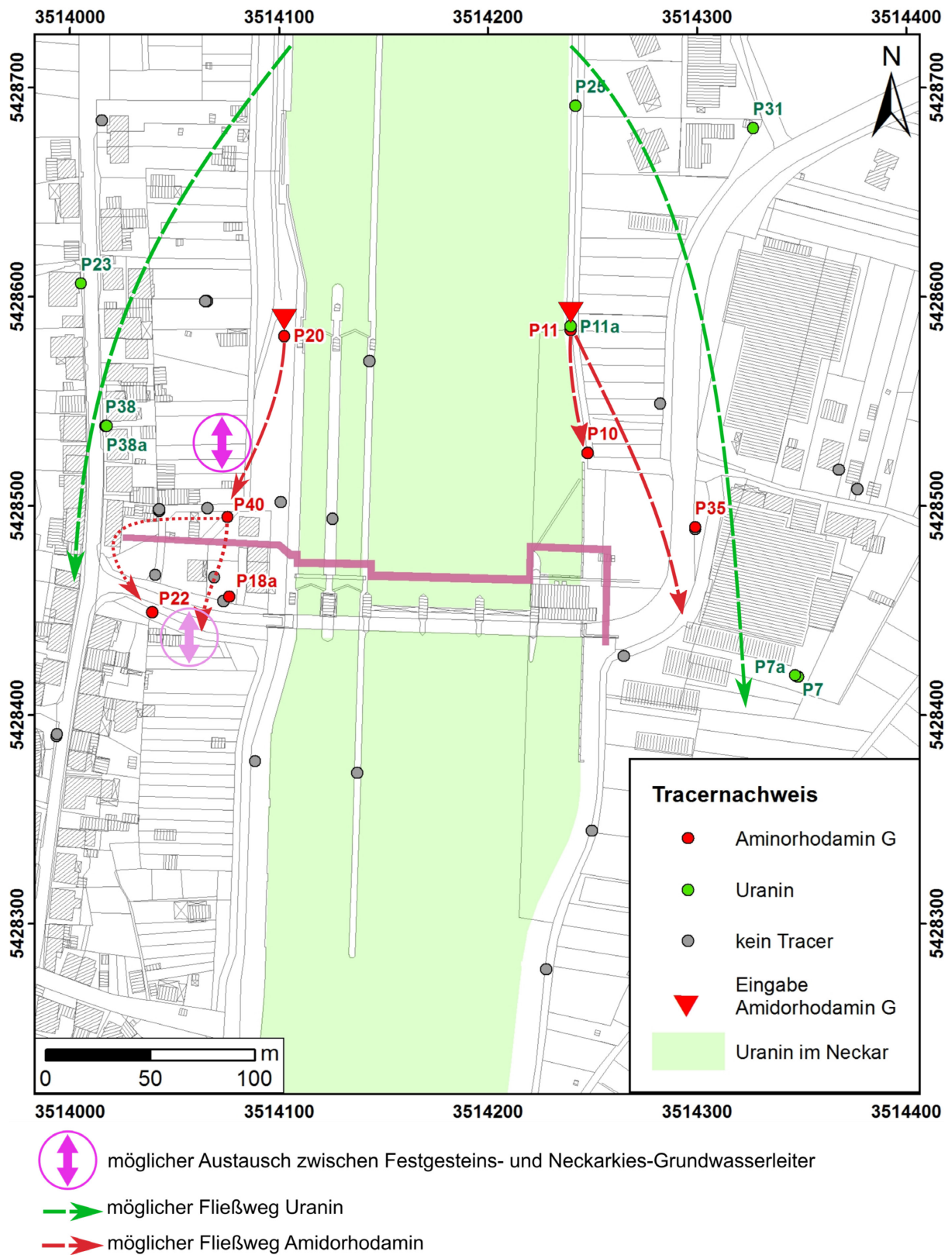


Abbildung 13: Ergebnisse des Tracerversuches 2013 mit Eingabe- und Nachweisstellen sowie möglichen Grundwasserfließwegen

Die Ergebnisse des Tracerversuches bestätigen die Komplexität der Strömungsverhältnisse und damit die geohydraulische Heterogenität des durchströmten Festgesteins. Amidorhodamin G konnte am linken Ufer in den Messstellen P10 und P35 nachgewiesen werden. Am rechten Neckarufer trat der Tracer in den Messstellen P40, P18a und P22 auf. Zwischen P40 und P22/P18a erfolgt demnach ein Übertritt durch den Dichtungsschleier oder eine Umströmung des Dichtungsschleiers und zur P18a hin zudem ein Grundwasserfluss vom Festgestein in den Neckarkies.

Das Strömungsverhalten wird verständlich, wenn folgende Untersuchungsergebnisse zusammengefasst werden:

- Die Auswertung der Grundwasserpotentialhöhen zeigt, dass das Festgesteinsgrundwasser am Westteil des Dichtungsschleiers aufgestaut wird. Im Neckarkies strömt das Grundwasser hier ungehindert, so dass sich ein Gradient vom Festgestein nach oben zum Neckarkies ausbildet.
- Im Bereich westlich der Schleusenkammern belegen die Baugrundaufschlussbohrungen, dass der Residualton bereichsweise fehlt. Festgesteinsgrundwasser kann hier über permeable Zonen in den Neckarkies aufsteigen.
- Das im Festgestein eingegebene Aminorhodamin G wurde im Unterwasser im Neckarkies nachgewiesen. Das angestaute Festgesteinsgrundwasser gelangt demnach in den Neckarkies und überquert den Dichtungsschleier.

Der Tracerversuch zeigt damit, dass Festgesteinsgrundwasser oberwasserseitig des Dichtungsschleiers im Bereich des Neckarwestufers in den Neckarkies aufsteigt und innerhalb der Neckarkiese nach Unterwasser abströmt.

Auch in der unterwasserseitigen Festgesteinsmessstelle P22 wurde nach 182 Tagen Aminorhodamin G nachgewiesen. Es bleibt offen, auf welchem der möglichen Fließwege das Grundwasser sich zu P22 bewegt oder ob eine Kombination mehrerer Fließwege zutrifft:

- Strömung vom Unterwasser-Neckarkies nach unten in das Festgestein,
- Übertritt durch den gering durchlässigen Dichtungsschleier im Festgestein,
- Umströmung des Dichtungsschleiers im Festgestein.

Aufgrund dieser Unsicherheiten über den Fließweg findet für die Messstelle P22 keine Berechnung von Abstandsgeschwindigkeit und k_f -Wert statt.

Der im Neckar eingegebene Tracerstoff Uranin wurde am rechten Ufer in den Messstellen P25, P31, P11, P7 und P7a und am linken Ufer in P23, P38 und P38a festgestellt. Diese Ergebnisse sind ein weiterer Beleg dafür, dass Neckarwasser in den Neckarkies infiltriert und von dort auch ins Festgestein gelangt.

In Tabelle 5 sind die Ergebnisse des Tracerversuches für die Tracerzugabe (Amidorhodamin G) in die Eingabemessstelle P20 am rechten Neckarufer und in Tabelle 6 für die Eingabemessstelle P11 am linken Neckarufer dargestellt. Dabei werden die Fließdauer des Tracers vom Zeitpunkt der Zugabe in die Eingabemessstelle bis zur erstmaligen Feststellung des Tracers in der Beobachtungsmessstelle als Ersteinsatz, die Fließdauer bis zur Messung der höchsten Tracer-

konzentration in der Beobachtungsmessstelle als Peak und die mittlere Fließdauer des Tracers während der Feststellung in der Beobachtungsmessstelle als Mittel bezeichnet.

Aus der jeweiligen Fließdauer Δt und dem Abstand Δl zwischen der Eingabemessstelle und der Beobachtungsmessstelle ergibt sich die Abstandsgeschwindigkeit v_a der Grundwasserströmung:

$$v_a = \frac{\Delta t}{\Delta l} \quad [1]$$

Aus dem hydraulischen Gradienten i zwischen der Eingabe und der Beobachtungsmessstelle und der effektiven Porosität n_e errechnet sich die mittlere Gebirgsdurchlässigkeit des Festgesteins (k_f -Wert) entlang der betrachteten Fließstrecke:

$$k_f = \frac{v_a \cdot n_e}{i} \quad [2]$$

k_f	hydraulischer Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
v_a	Abstandsgeschwindigkeit [m/s]
n_e	effektive Porosität [-]
i	hydraulischer Gradient [-]

Da Messwerte effektiven Porosität n_e aus dem Projektgebiet nicht vorliegen, erfolgt eine Abschätzung auf Grundlage von Erfahrungswerten für geklüfteten Fels. Aufgrund der linearen Abhängigkeit zwischen Porosität und k_f -Wert ergeben sich durch Variation der effektiven Porosität in einer plausiblen Schwankungsbreite zwischen 0,01 und 0,15 Abweichungen der errechneten k_f -Werte von etwa 1,5 Größenordnungen. Die nachfolgenden Berechnungen basieren auf einer effektiven Porosität von $n_e = 0,05$.

Tabelle 5: Quantitative Auswertung des Tracerversuches am rechten Neckarufer

	Fließdauer	Abstandsge- schwindigkeit	k_f -Wert
P20 → P40 (Entfernung: 89 m, hydraulischer Gradient: $6,6 \cdot 10^{-3}$)			
Ersteinsatz	2 Tage, 16 Stunden	1,38 m/h	$3 \cdot 10^{-3}$ m/s
Peak	7 Tage	0,54 m/h	$1 \cdot 10^{-3}$ m/s
Mittel	124 Tage	0,03 m/h	$6 \cdot 10^{-5}$ m/s
P20 → P18a (Entfernung 126 m, hydraulischer Gradient: $1 \cdot 10^{-2}$)			
Ersteinsatz	78 Tage	0,07 m/h	$1 \cdot 10^{-4}$ m/s
Mittel	339 Tage(errechnet)	0,016 m/h	$2 \cdot 10^{-5}$ m/s
P20 → P22 (Entfernung: 143 m)			
Ersteinsatz	182 Tage	keine Berechnung	

Tabelle 6: Quantitative Auswertung des Tracerversuches am linken Neckarufer

	Fließdauer	Abstandsge- schwindigkeit	k_f -Wert
P11 → P10 (Entfernung: 58 m, hydraulischer Gradient: $2,1 \cdot 10^{-3}$)			
Ersteinsatz	7,3 Stunden	7,9 m/h	$5,3 \cdot 10^{-2}$ m/s
Peak	21,9 Stunden	2,7 m/h	$1,8 \cdot 10^{-2}$ m/s
Mittel	7 Tage	0,35 m/h	$2,4 \cdot 10^{-3}$ m/s
P11 → P35 (Entfernung: 105 m, hydraulischer Gradient: $5,3 \cdot 10^{-3}$)			
Ersteinsatz	14 Tage, 9 Stunden	0,3 m/h	$8 \cdot 10^{-4}$ m/s

Im Vergleich zu den in den Bohrlochtests ermittelten hydraulischen Durchlässigkeiten (s. Tabelle 3) liegen die aus dem Tracerversuch errechneten k_f -Werte (Maximum und Peak) um bis zu zwei Größenordnungen höher. Die Ergebnisse sprechen für einzelne gut durchlässige Fließpfade, die im Tracerversuch das schnelle Fließen einer allerdings geringen Wassermenge ermöglichten. Der Hauptteil des Grundwassers strömt langsamer durch das fein verteilte Kluftnetzwerk und Hohlräume, wodurch die mittlere Fließdauer des Tracers maßgeblich beeinflusst wird. Für die Fließstrecke zwischen den Messstellen P20 und P40 am rechten Ufer entspricht die aus der mittleren Fließdauer des Tracers (Mittel) bestimmte Durchlässigkeit mit $k_f = 6 \cdot 10^{-5}$ m/s den Werten aus den Bohrlochversuchen für ausgelaugtes Gebirge. Zwischen den Messstellen P11 und P10 am linken Ufer ist mit einem aus der mittleren Fließdauer des Tracers bestimmten k_f -Wert von $2 \cdot 10^{-3}$ m/s ein besonders gut durchlässiger Fließweg ausgebildet. Der Tracerversuch spiegelt die gemittelten Eigenschaften des Untergrundes zwischen jeweils zwei Bohrungen wieder, während die Bohrlochtests punktuelle Informationen liefern.

3.5 Hydrochemische Daten

In den Jahren 1987, 2013, 2017 und 2018 wurden jeweils aus mehreren Messstellen Grundwasserproben entnommen, um sie vornehmlich auf ihren Sulfatgehalt zu analysieren [U4]. Ziel war es, über den Sulfatlösungsgehalt des Grundwassers auf das Ausmaß der Lösungsvorgänge im räumlichen Vergleich zu schließen. Sowohl GWM im Neckarkies als auch im Festgestein wurden beprobt.

Die Vergleichbarkeit der Sulfatgehalte aus den verschiedenen Messkampagnen ist eingeschränkt, weil jeweils unterschiedliche Probenahmekriterien angelegt wurden. So wurden 1987 Proben wenige Tage nach dem Ausbau der jeweiligen Grundwassermessstellen entnommen. In den Proben wurden zum Teil Zementreste nachgewiesen, und einzelne Sulfatwerte lagen außerhalb plausibler Werte [U4]. Über die Bedingungen dieser Probenahme liegen keine weiteren Informationen vor. Im Jahre 2013 wurden die Messstellen nach Möglichkeit qualifiziert beprobt, aber bei Messstellen mit geringem Zufluss musste von den Probenahmevergaben nach LUBW (2013) abgewichen werden. 2018 wurden die Kriterien für eine qualifizierte Probenahme nach LUBW (2013)

mit zweimaligem Austausch des Standwasservolumens weitestgehend eingehalten. Eine weitere Messkampagne fand 2017 statt. Die ohne vorheriges Pumpen entnommenen Schöpfproben enthielten durchweg wesentlich geringere Sulfatgehalte als diejenigen aus den Pumpproben. Diese nicht plausiblen Ergebnisse der Schöpfproben werden zur weiteren Auswertung nicht herangezogen.

Die DIN 4030-1:2008-06 gibt als Grenzwerte für die Expositionsklassen des Betonangriffs die in Tabelle 7 aufgeführten Sulfatkonzentrationen für Grundwasser und Boden vor.

Tabelle 7: Grenzwerte des Sulfatgehalts für Betonangriff nach DIN 4030-1:2008-06

Expositions- klasse	Grundwasser	Boden
XA1	200 – 600 mg/l	2.000 – 3.000 mg/l
XA2	600 – 3.000 mg/l	3.000 – 12.000 mg/l
XA3	3.000 – 6.000 mg/l	12.000 – 24.000 mg/l

3.5.1 Sulfatkonzentration im Neckar

Die Sulfatkonzentration im Neckar liegt gemäß einer Beprobung aus dem Jahr 2013 bei ca. 155 mg/l im Oberwasser und zwischen 160 mg/l und 170 mg/l im Unterwasser (Abbildung 14). Generell zeigen Fließgewässer in Landschaften mit sulfathaltigen Gesteinen meist eine erhöhte Sulfatfracht gegenüber Sulfatkonzentrationen bis 40 mg/l in sulfatarmen Einzugsgebieten. Lokale Erhöhungen können durch sulfathaltige grundwasserbürtige Zuflüsse verursacht werden. So weisen in Heggheim die im Unterwasser am rechten Ufer gegenüber den Oberwasserwerten leicht erhöhten Sulfatgehalte auf Zuflüsse von sulfathaltigem Grundwasser aus dem Festgestein in den Neckar hin.

Die in Anlage 4a dargestellten Sulfatwerte von umliegenden Messstationen im Neckar zeigen, dass die Sulfatfracht flussabwärts von Poppenweiler über Besigheim bis Gundelsheim leicht zunimmt. Der Sulfatgehalt schwankt in einem mehr oder weniger deutlichen Jahresgang zwischen 40 – 60 mg/l und 180 – 200 mg/l. Dabei treten die jeweils geringeren Werte in der ersten Jahreshälfte auf und steigen zum Jahresende hin. Ursache für diesen Verlauf ist vermutlich zum einen der Verdünnungseffekt in den niederschlagsreichen Wintermonaten und durch die Schneeschmelze. Zum anderen steigt das Lösungsprodukt von Gips mit der Temperatur (siehe Abschnitt 2.2), so dass wärmeres Wasser größere gelöste Gipsgehalte aufnehmen kann. Die in Heggheim im Jahr 2013 ermittelten Sulfatwerte übersteigen die Messwerte aller drei umliegenden Stationen an den Staustufen Poppenweiler, Besigheim und Gundelsheim.

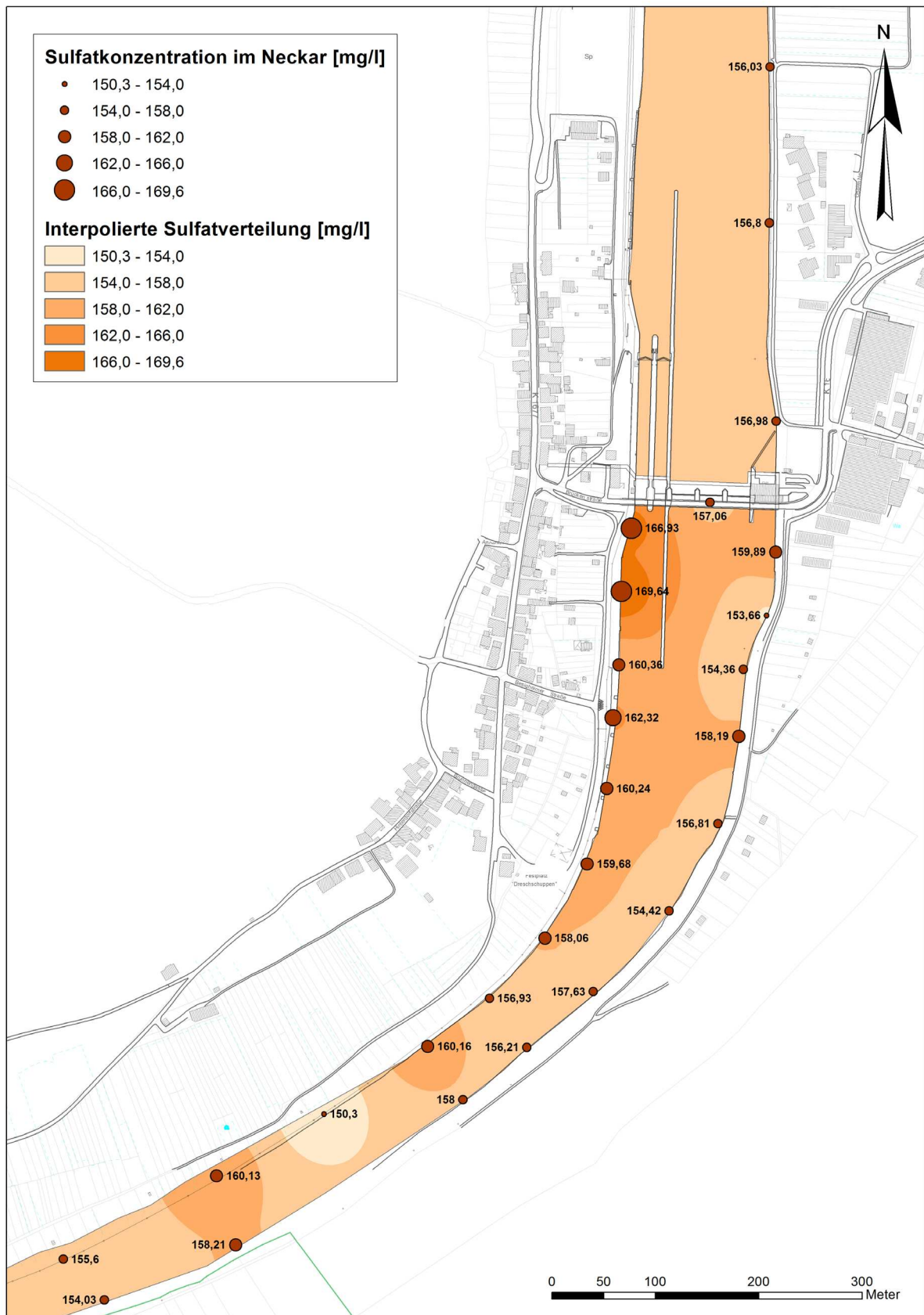


Abbildung 14: Sulfatkonzentration im Neckarwasser, Beprobung 2013 [U4]

3.5.2 Sulfatkonzentration im Neckarkies

Die Beprobungen der im Neckarkies verfilterten GWM aus den Jahren 1987 bis 2018 zeigen hinsichtlich der ermittelten Sulfatkonzentrationen vergleichbare Ergebnisse (Abbildung 15a bis c). Im Nordwesten des untersuchten Gebietes wurden 2013 und 2018 deutlich erhöhte Sulfatwerte in Messstellen ermittelt, die 1987 nicht beprobt worden waren. Sie deuten darauf hin, dass hier sulfatreiches Grundwasser aus dem Festgestein in den Neckarkies aufsteigt. Am östlichen Neckar- ufer treten keine erhöhten Sulfatwerte im Neckarkies auf.

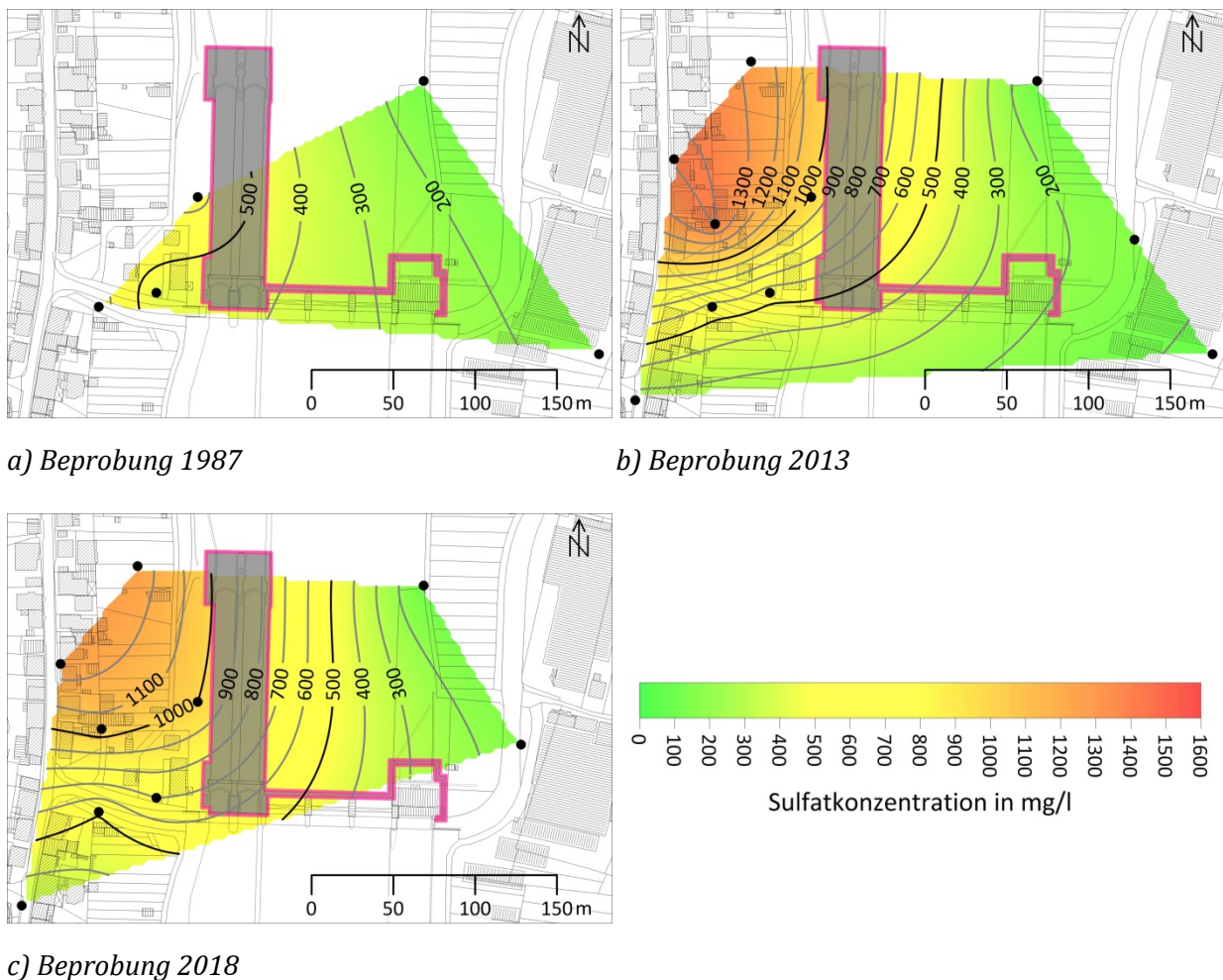


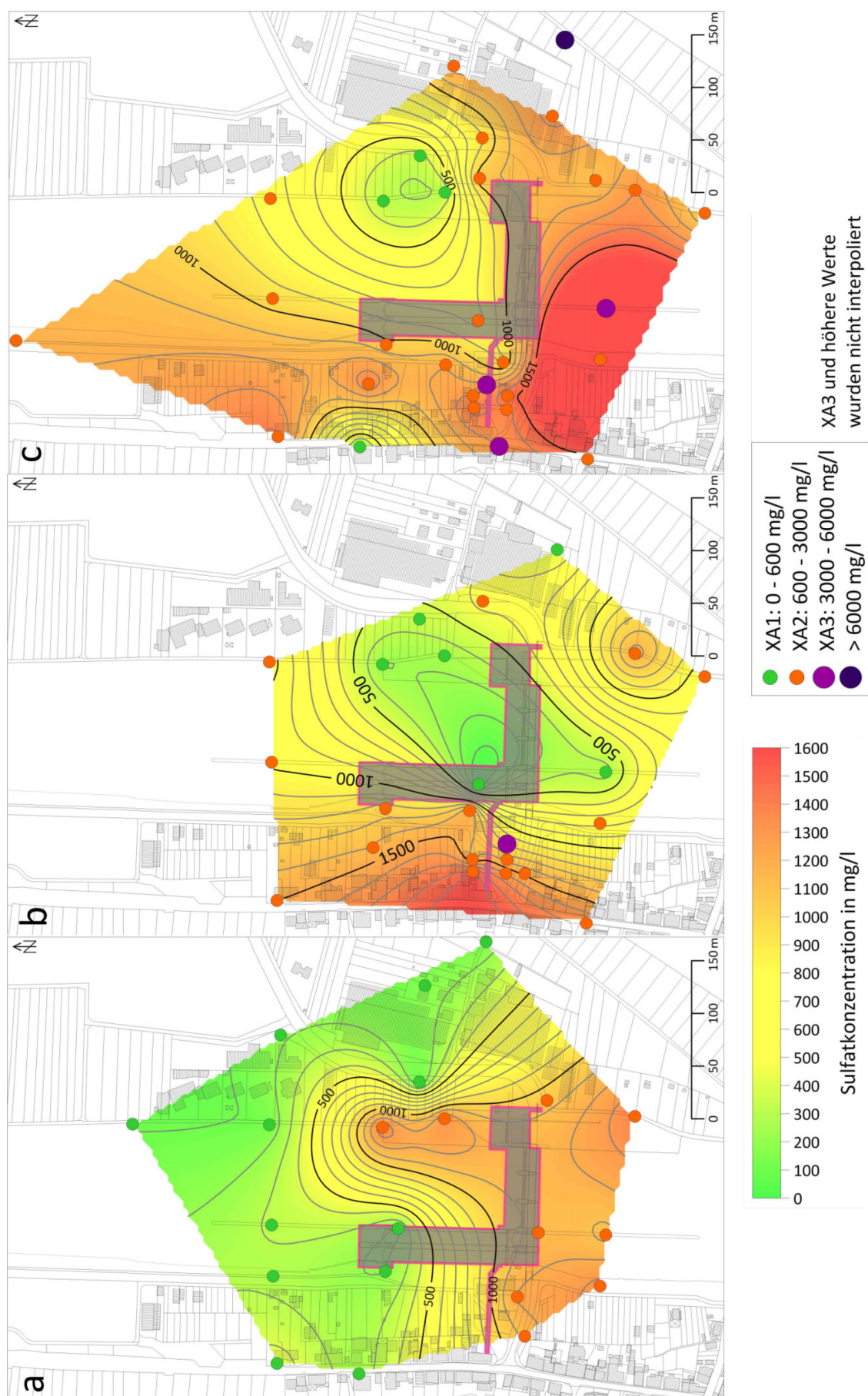
Abbildung 15: Sulfatkonzentration im Grundwasser des Neckarkieses

3.5.3 Sulfatkonzentration im Festgestein

Generell steigen die Sulfatgehalte im Grundwasser durch Lösungsprozesse des Gipses an und werden durch zuströmendes Grundwasser verteilt sowie verdünnt. Geringe Sulfatgehalte im gipshaltigen Festgestein können demnach auf eine starke Durchströmung mit Frischwasser oder auch auf das Fehlen von Lösungsprozessen hinweisen. Erhöhte Sulfatgehalte zeigen stattgefundenen Gipsauflösung in Verbindung mit stagnierender Grundwasserströmung an. Sulfatreiches Grundwasser hat ein geringeres Lösungspotential, so dass hier ein Fortschreiten der Auflösung nur bei gleichzeitig gegebener Durchströmung mit geringer konzentriertem Grundwasser zu erwarten ist.

In Abbildung 16a-c sind die ermittelten Sulfatkonzentrationen der Beprobungen des aus den im Festgestein verfilterten Messstellen entnommenen Grundwassers dargestellt. Die Beprobungen in den Festgesteinsmessstellen weisen auf Veränderungen in der Verteilung der Sulfatkonzentrationen hin. Während nach der Beprobung 1987 vor allem im gesamten Unterwasserbereich und oberwasserseitig im Bereich des östlichen Neckarufer erhöhte Werte auftreten, zeigen sich Erhöhungen im Sulfatgehalt 2013 im Oberwasser vor allem westlich der Schleusenkammern sowie im Unterwasser im Bereich des östlichen Ufers. Die Abdichtung des Festgesteinsgrundwasserleiters durch den Dichtungsschleier bewirkt offenbar einen Aufstau. Die Sulfatgehalte steigen im stagnierenden Grundwasser westlich der Schleusenkammern und sinken leicht im Bereich des Westufers unterwasserseitig des Dichtungsschleiers.

Die Beprobung 2018 erbrachte wiederum heterogenere Ergebnisse mit erhöhten Sulfatwerten im Bereich des Westufers sowie in einzelnen deutlich übersättigten Proben im XA3-Bereich (siehe Tabelle 7) und darüber. Diese Werte mit Sulfatgehalten $> 3.000 \text{ mg/l}$ sind in Abbildung 14c als Punkte dargestellt, gehen jedoch nicht in die Interpolation ein, weil sie als lokal begrenzte Vorkommen besonders sulfatreichen Grundwassers interpretiert werden. Die hohen Sulfatgehalte im Bereich des Westufers unterwasserseitig des Dichtungsschleiers können auf eine Umströmung des Dichtungsschleiers durch sulfatreiches Wasser oder auch auf ein Fortschreiten der Lösungsprozesse hindeuten. Sowohl die qualifizierte Probenahmemethodik als auch die Analytik der Beprobung 2018 erbringen belastbare Werte. Es ist davon auszugehen, dass die heterogene Verteilung der Sulfatgehalte im Festgesteinsgrundwasser den natürlichen Verhältnissen entspricht und eine Interpolation der Sulfatkonzentrationen aufgrund der Heterogenität mit besonderer Vorsicht erfolgen muss.



3.5.4 Hydrochemische Vollanalysen

Im Zuge der Beprobung 2018 wurden zehn Grundwasserproben auf ihre Hauptinhaltsstoffe hin analysiert. Die Ergebnisse sind in Anlage 4b tabellarisch sowie in Abbildung 17 in Form eines Schöller-Diagramms dargestellt. Die Mehrzahl der analysierten Grundwässer ist als Calcium-Sulfat-Wasser einzuordnen und weist Gesamtfeststoffgehalte zwischen 0,6 g/l und 1,6 g/l auf.

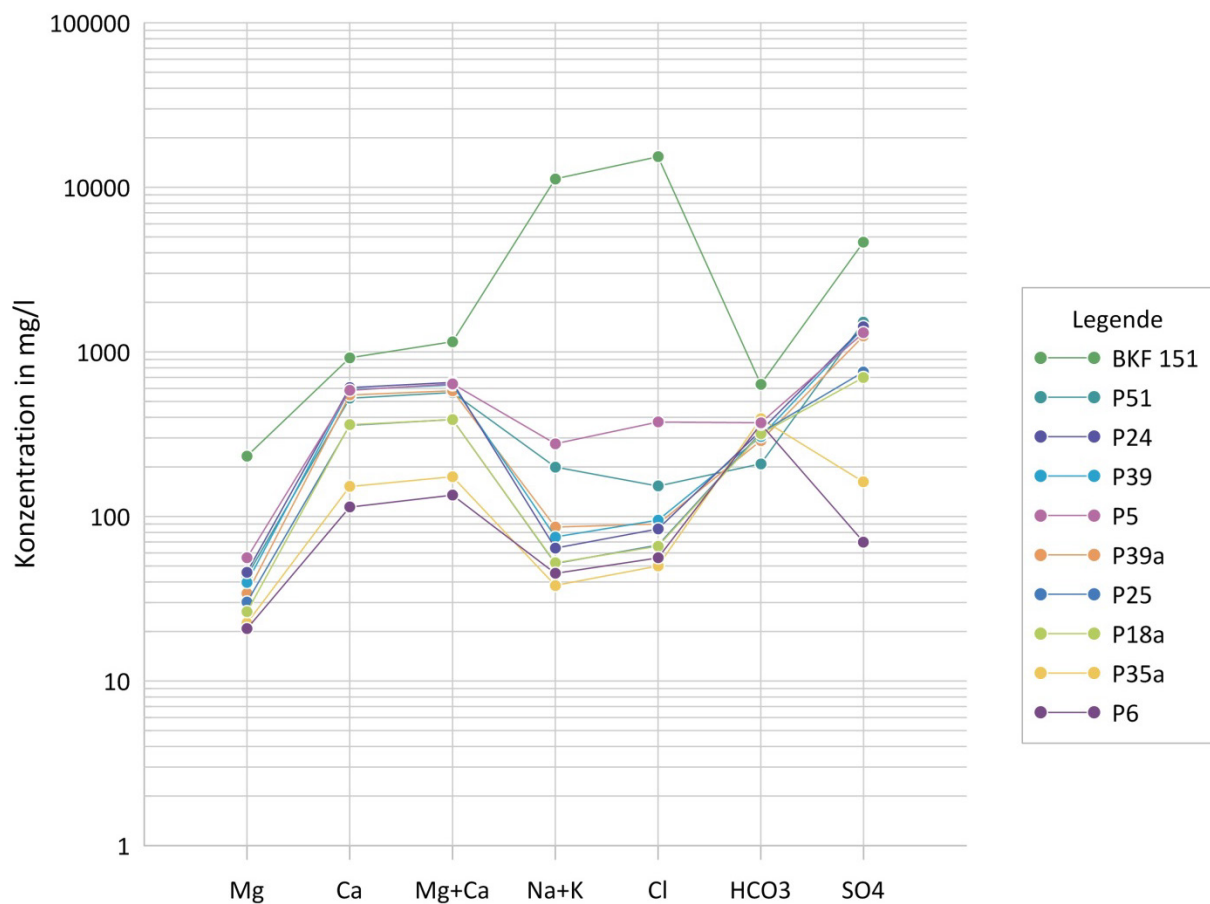


Abbildung 17: Ergebnis der Grundwasserbeprobung 2018: Schöller-Diagramm der Hauptinhaltsstoffe

Die Probe aus BKF GWM 151, oberwasserseitig des Dichtungsschleiers in der Ortslage Hessigheim, fällt durch einen auf 28,4 g/l erhöhten Gesamtfeststoffgehalt auf und ist als Natrium-Chlorid-Wasser einzustufen. Diese Grundwassermessstelle im Festgestein zeigte bei der Probenahme nur einen geringen Zufluss. Leicht erhöhte Werte an Natrium und Chlorid wurden auch an den Proben aus P5 und P51 festgestellt. Die Probe aus P6 weist einen unplausibel geringen Sulfatgehalt von 70 mg/l auf und wird daher nicht für eine Typisierung oder die Flächeninterpolation der Sulfatwerte berücksichtigt.

3.5.5 Chemischer und korrosiver Angriff auf Beton

Im Bereich der Staustufe Hessigheim sind die für den Angriff auf Beton relevanten Inhaltsstoffe des Grundwassers vor allem Sulfate für den chemischen Angriff sowie ggf. Chloride für die Depassivierung der Bewehrung. Mit ihren Sulfatgehalten fallen drei der 31 im Festgestein beprobten Grundwässer in Expositionsklasse XA3, eine Probe aus BKF GWM 101 liegt mit 7.000 mg/l Sulfat noch oberhalb XA3. Die Chloridgehalte liegen bei max. 375 mg/l mit Ausnahme der Probe aus BKF GWM 151, die einen Chloridgehalt von 15,3 g/l aufweist. Aggressive Kohlensäure oder andere betonangreifende Inhaltsstoffe wurden nicht nachgewiesen.

3.6 Stratigraphie und Mineralogie des Residualtons

Der über dem Oberen Tonanhydrit lagernde Residualton spielt eine besondere Rolle im Baugrund der Staustufe Hessigheim. Um Aussagen über die zukünftige Entwicklung der Lösungsprozesse treffen zu können, sollen die Entstehungsbedingungen des Residualtons untersucht werden. Folgende Fragen stehen im Vordergrund: In welchen Zeiträumen wurde das Residualsediment gebildet? Unter welchen Bedingungen entsteht gegenwärtig Residualton und wann bzw. warum bilden sich im Gegensatz dazu Hohlräume und Verstürze?

Der Residualton liegt in Hessigheim als tonig-sandiger Schluff mit eingelagerten Klasten aus Calcit, Dolomit, Feldspäten, Glimmern und weiteren Mineralen bis Steingröße vor (Abbildung 18), der offenbar als Rückstandssediment der ausgelaugten Gipsanteile im oberen Abschnitt des Oberen Tonanhydrits entstanden ist. Er ist damit sedimentologisch als Lösungsbreccie zu bezeichnen (Füchtbauer 1988).

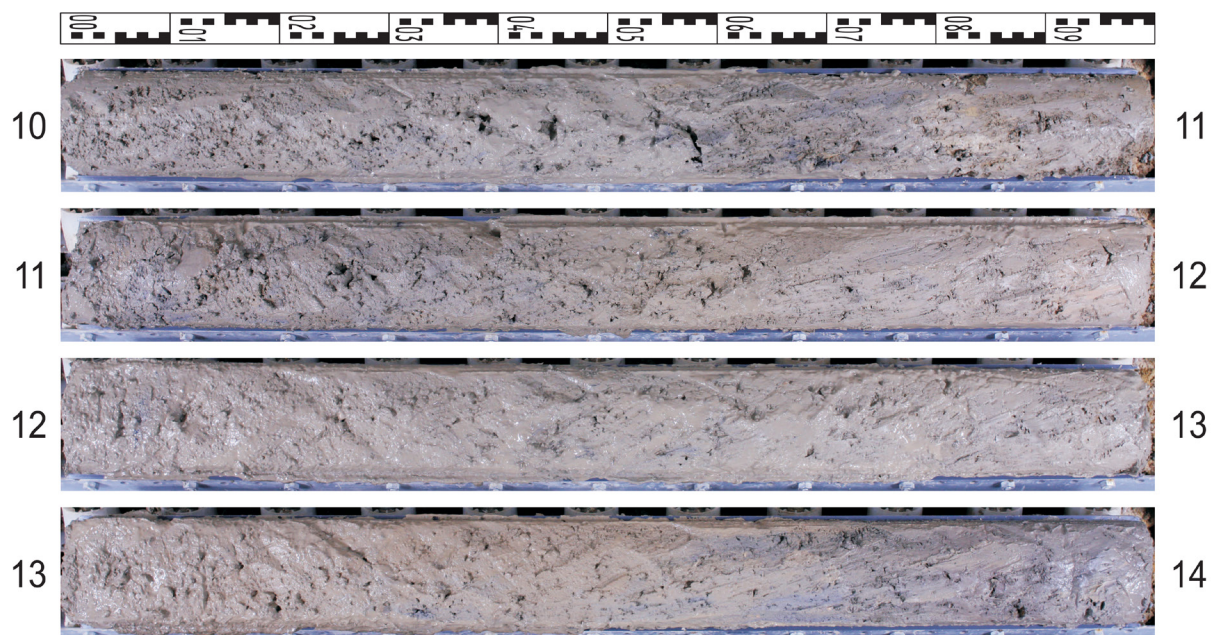


Abbildung 18: Bohrkernaufnahme aus BKF 133 im Bereich des Residualtons (10 m – 14 m unter Gelände)

3.6.1 Mächtigkeit des Residualtons

Um die Entstehungsbedingungen des Residualtons zu untersuchen, werden die Schichtenfolge und ihre Genese in einem größeren zeitlichen Zusammenhang betrachtet. Zunächst erfolgt dabei eine Betrachtung der bekannten nicht ausgelaugten Schichtmächtigkeiten. So geben Friedel und Schweizer (1989) für den unausgelaugten Mittleren Muschelkalk im Raum Heilbronn eine Gesamtmächtigkeit von 90 m an. Im Mittleren Muschelkalk wurden hier in einem flachmarinen Becken die etwa 30 m mächtigen Steinsalzschieben sowie eine etwa 45 m mächtige Gips-Dolomitstein-Wechselfolge (Obere Sulfatschichten) abgelagert. Für den Oberen Tonanhydrit wird dabei eine primäre Mächtigkeit von 20 m bis 33 m und im Mittel 30 m angegeben.

Simon (1988) untersucht die Reduktion der Gesamtmächtigkeit durch Lösungsprozesse im Gebiet Heilbronn. Er gibt am Beispiel der Neuen Solebohrung Bad Rappenau für ein Profil ohne Lösungserscheinungen eine Gesamtmächtigkeit von 91,83 m an. Eine vollständige Lösung der Salze aus den Steinsalzschieben mit dieser Gesamtmächtigkeit führt rechnerisch zu einer reduzierten Mächtigkeit von ca. 68 m. Bei zusätzlicher Lösung des Gipsanteiles der Gipsfolgen verbleiben 39 m Mächtigkeit. Die zurückbleibenden schwerer löslichen Bestandteile bilden im Fall der Steinsalzschieben den „Unteren Residualton“ und im Fall des Oberen Tonanhydrit die an der Staustufe Hessigheim als „Residualton“ bezeichnete Einheit.

Aus dem Baugrundaufschlussprogramm 2016 liegen Daten zu Schichtmächtigkeiten im Bereich der Staustufe Hessigheim vor [U2]. Der intakte Obere Tonanhydrit erreicht hier Mächtigkeiten von 0 m bis 14 m und wird bis auf wenige Ausnahmen stets von Residualton überlagert. Der Residualton erreicht Mächtigkeiten zwischen 0 m und 13 m. Wird nur Residualton betrachtet, der auf intaktem Oberem Tonanhydrit lagert, so lässt sich seine Mächtigkeit an der Staustufe Hessigheim auf 2,50 m bis 8,70 m eingrenzen. Der Gipsgehalt im intakten Oberen Tonanhydrit beträgt nach geochemischen Analysen 72 % bis 99 %, im Mittel 85 %. Dabei ist zu berücksichtigen, dass sich infolge der variierenden Nebenbestandteile im Oberen Tonanhydrit eine Beeinflussung des Ergebnisses durch die Probenauswahl ergibt.

Die in Tabelle 8 zusammengestellten Daten zeigen durch einen Vergleich der erbohrten Mächtigkeit von intaktem Oberem Tonanhydrit mit den angenommenen Werten für die ursprüngliche Mächtigkeit des Oberen Tonanhydrits, dass zwischen 6,29 m und 30,80 m Tonanhydrit fehlen. Dieser Fehlbetrag setzt sich aus einem ausgelaugten Gipsanteil und dem übrig gebliebenen Residualton zusammen. Legt man die jeweils erbohrten Residualtonmächtigkeiten zu Grunde, ergeben sich mit angenommenen ursprünglichen Mächtigkeiten von 30 m bzw. 33 m Gipsanteile zwischen 52 % und 85 % bzw. 59 % und 87 %, die damit in plausibler Größenordnung liegen. Die Berechnungen bestätigen, dass der Residualton durch Lösungserscheinungen als Rückstandssediment aus dem fehlenden oberen Teil des Oberen Tonanhydrits entstanden sein kann.

Offen bleibt, ob der vorliegende Residualton auch Anteile an ausgelaugter Diemelformation oder Oberem Muschelkalk enthält. Auch der zurückliegende Abtransport von Feinmaterial kann nicht ausgeschlossen werden. Wenn Teile des Residualtons in der Vergangenheit subrodiert wurden, wäre die anzusetzende Residualtonmächtigkeit höher und damit der errechnete Gipsgehalt der fehlenden Schicht geringer. Untersuchungen zum Materialtransport im aktuellen Baugrund ergaben, dass derzeit nach hydraulischen Kriterien durch die Grundwasserströmung im überlagernden Neckarkies im Allgemeinen nicht mit einer Subrosion des Residualtons zu rechnen ist.

Tabelle 8: Erbohrte und angenommene Mächtigkeiten von Residualton und Oberem Tonanhydrit und Berechnungen zum ausgelaugten Gipsanteil.

	BKF GWM 148	BKF GWM 150	BKF 128	BKF 121	BKF GWM 107	BKF GWM 101	BKF 102	BKF 155
Mächtigkeit in m nach Baugrundaufschluss 2016 sowie								
Residualton	8,20	6,55	8,66	6,00	2,55	5,03	7,30	6,65
Oberer Tonanhydrit intakt	12,77	12,78	7,94	2,18	13,54	9,92	10,40	13,71
angenommene ursprüngliche Mächtigkeit des Oberen Tonanhydrit: 20 m								
Fehlender Oberer Tonanhydrit in m	7,23	7,22	12,06	17,82	6,46	10,08	9,60	6,29
Gipsgehalt in %	-13	9	28	66	61	50	24	-6
angenommene ursprüngliche Mächtigkeit des Oberen Tonanhydrit: 30 m								
Fehlender Oberer Tonanhydrit in m	17,2	17,2	22,1	27,8	16,5	20,1	19,6	16,3
Gipsgehalt in %	52	62	61	78	85	75	63	59
angenommene ursprüngliche Mächtigkeit des Oberen Tonanhydrit: 33 m								
Fehlender Oberer Tonanhydrit in m	20,2	20,2	25,1	30,8	19,5	23,1	22,6	19,3
Gipsgehalt in %	59	68	65	81	87	78	68	66

3.6.2 Zusammensetzung des Residualtons

Mineralogische Untersuchungen an Proben aus dem Baugrundaufschluss 2016 geben Hinweise auf die Zusammensetzung des Residualtons und der übrigen Schichten. In Anlage 5a sind die Anteile einzelner Minerale in Vol.-% vergleichend dargestellt. Nach Auswertung der REM-Mikroskopie besteht die feinkörnige Matrix des Residualtons aus rundlichen Körnern von Calcit (4 – 41 Vol.-%) und Dolomit (6 – 44 Vol.-%) mit geringeren Anteilen an Silikaten, im Einzelnen Glimmer, Quarz und Feldspat. In der Matrix treten kantengerundete Klasten von Sand- bis Steingröße auf, die unregelmäßig verteilt, zuweilen aber auch in Schlieren angereichert sind. Diese Klasten bestehen aus Calcit und Dolomit, aus den Feldspäten Kalifeldspat und Plagioklas und den Glimmern Muskovit, Illit und Biotit. Dazu treten Quarz und akzessorisch Pyrit oder Rutil auf.

Für die Interpretation der mineralogischen Zusammensetzung ist es wichtig zu berücksichtigen, dass die Zusammensetzung des Grundwassers seit Ablagerung der Sedimente im Mittleren Muschelkalk Veränderungen erfahren hat, was zu einer Verschiebung des hydrochemischen Gleichgewichts führte. So können Umbildungsprozesse im Kontakt mit dem Grundwasser stattfinden. Einer dieser Prozesse ist die Dedolomitisierung, die Umwandlung von Dolomit zu Calcit (siehe auch Abschnitt 2.2). Proben mit höherem Dolomitgehalt zeigen demnach die ursprünglichere Zusammensetzung, während ein erhöhter Calcitgehalt auf fortgeschrittene Verwitterung hindeutet.

Vielfältige Umwandlungen betreffen auch die Silikate. Beispielsweise verwittert Feldspat zu Tonmineralen, aus Chlorit bildet sich Illit, und bei überschüssigen Siliziumionen kann es zur Neubildung von Quarz kommen (Scheffer und Schachtschabel 2010).

Anlage 5b enthält eine Auswahl mineralogischer Analysen, die jeweils rechnerisch um ihren Gipsanteil reduziert wurden. Die Darstellung ermöglicht einen Vergleich des theoretischen Lösungsrückstandes aktueller Proben aus dem Oberen Tonanhydrit mit den vorliegenden Residualsedimenten. Die Analysen des Oberen Tonanhydrits zeigen generell höhere Gehalte an Dolomit und geringere Anteile von Silikaten. Dies deutet darauf hin, dass im Zuge der Gipslösung auch Teile des Dolomits und Calcits gelöst und abgeführt wurden, so dass sich im Residualsediment die silikatischen Bestandteile anreichern konnten. Im Unterschied zur Vielfalt der im Residualton auftretenden Silikate bildet sich diese in den Proben aus dem Oberen Tonanhydrit nicht ab. Außer Calcit und Dolomit treten lediglich in einer Probe Quarz und in einer weiteren Probe Feldspat auf. Hier spielen vermutlich die beschriebenen Umbildungsprozesse eine wesentliche Rolle. Bei der gegebenen Heterogenität des Residualtons, aber auch des Oberen Tonanhydrits ermöglicht die begrenzte Probenanzahl keine detaillierte Klärung dieser mutmaßlichen Umbildungsprozesse.

3.6.3 Genese des Residualtons

Die folgenden Ausführungen zu den Entstehungsbedingungen des Residualtons basieren auf einem fachlichen Austausch mit Edgar Nitsch, Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Baden-Württemberg [U5], dem an dieser Stelle herzlicher Dank gebührt.

Bei Lösungsprozessen in Sulfatgesteinen laufen verschiedene Prozesse ab, die auch zeitlich parallel und räumlich in direkter Nachbarschaft gemeinsam auftreten können. Zum einen betrifft dies die Quellung von Anhydrit im Rahmen der Vergipsung oder auch von quellfähigen Tonmineralen, wenn sie unter Grundwassereinfluss gelangen. Quellung nimmt in Hessigheim eine untergeordnete Stellung ein, da der Anhydrit nahezu vollständig in Gips umgewandelt vorliegt und nur geringe Anteile der auftretenden Tonminerale quellfähig sind. Einer der weiteren möglichen Prozesse ist eine flächige Ablaugung, bei der die Sulfate von oben her kontinuierlich gelöst werden und die Residuen ohne Umlagerung in typisch geschichtetem Verbund im Untergrund verbleiben. Das Fehlen einer Schichtung im Hessigheimer Residualton deutet darauf hin, dass die Lösung hier nicht auf diese Weise kontinuierlich von der Oberfläche aus erfolgte, sondern Hohlraumbildung und Verbruch dominierten, die zu einer Durchmischung der Gesteinsbestandteile geführt haben. Die Hohlraumbildung ist wiederum Teil der Subrosion, einem weiteren wichtigen Lösungsprozess. Hohlräume bilden sich durch Abtransport gelöster Bestandteile mit der Grundwasserströmung und verstürzen mit fortschreitendem Verlauf je nach Stabilität der Gewölbedecke. Nicht lösliche Bestandteile können mit oder ohne vorherigen Transport in Bereichen mit geringer Grundwasserströmungsgeschwindigkeit als Residualsediment abgelagert werden. Nach allmählicher Auflösung auch der Bereiche zwischen den Hohlräumen und Verbruchzonen enden die Lösungsprozesse und ein Residualsediment bleibt zurück. Eine typische skalenabhängige Heterogenität kennzeichnet die Residuen: Im Ganzen betrachtet erscheinen sie homogen und bei genauem Blick zeigt sich die heterogene Zusammensetzung in Bezug auf Größe, Art und Verteilung der Klasten.

Im veränderlichen Baugrund, wie er in Hessigheim vorliegt, ist es nicht möglich, messtechnisch vollständig zu erfassen, wo genau welche Prozesse vorrangig ablaufen. Kleinste Lösungs- und Versturzereignisse können Wasserwegsamkeiten verändern und damit die Baugrundentwicklung beeinflussen. Generell werden Lösungserscheinungen beschleunigt durch eine stetige Zuführung von gering mineralisiertem Grundwasser und erhöhte Fließgeschwindigkeiten. Sobald Grundwasser stagniert und mit gelöstem Sulfat gesättigt ist, nimmt das Lösungspotenzial ab. So kann einer Phase mit verstärktem Lösungsgeschehen und Ablagerung mächtiger Residualsedimente nach langen Zeiträumen eine Phase relativer Stabilität folgen, wenn die Residualsedimente eine hydraulische Barrierefunktion übernehmen und auch die seitliche Durchströmung begrenzt ist.

Der im Neckartal bei Hessigheim vorliegende Residualton ist das Rückstandssediment der teilweisen Auflösung des Oberen Tonanhydrits. Abseits der heutigen Flusstäler sind die Sulfate des Mittleren Muschelkalkes meist noch erhalten. Dies zeigt, dass ihre Auflösung an die Herausbildung der heutigen Landschaft seit dem Mittelpleistozän gebunden ist. Dabei hat im Mittelpleistozän eine erste Phase der Taleintiefung stattgefunden, die zur Herausbildung des Neckarverlaufes fast bis zur heutigen Tiefe führte. Nach Auffüllung der Täler wurden sie seit dem späten Pleistozän und während des Holozäns erneut eingetieft. Obwohl klare Belege durch Datierung nicht vorliegen, ist davon auszugehen, dass die Hauptphase der Lösungsprozesse im Laufe mehrerer Zehntausend Jahre im Spätpleistozän und Holozän stattgefunden hat und gegenwärtig anhält.

3.7 Testfelder zur geplanten Sanierung der Schleusenplanie

Nachdem durch das Baugrundaufschlussprogramm 2016 für den Untergrund der Schleusenplanie eine deutliche Schädigung durch Hohlraumstrukturen ermittelt worden war, wurde ein erhöhter Sanierungsbedarf in diesem Bereich festgestellt, um die Erreichbarkeit der Schleusenbauwerke für Instandhaltungs- und Baumaßnahmen wiederherzustellen [U2]. Die geplanten Sanierungsmaßnahmen zielen auf eine Stabilisierung des Baugrundes ab. Nach Prüfung mehrerer Optionen wurden Injektionen mit einem Zement-Sand-Mörtel als geeignet bewertet und 2019 – 2020 in zwei Testfeldern probeweise angewandt. Mit einer durchschnittlichen Injektionsrate von etwa 10 l/min wurde der Mörtel abschnittsweise über Bohrungen in den Untergrund verbracht. Die Testfelder bestanden aus jeweils sieben Injektionsbohrungen: Testfeld 1 mit V1-1 bis V1-7 und Testfeld 2 mit V2-1 bis V2-7. Die Durchführung und die Ergebnisse der Testfeldinjektionen werden in [U6] ausführlich dargestellt.

3.7.1 Porenwasserdruckmessungen

Die messtechnische Überwachung der Testfelder erfolgte durch kontinuierliche Porenwasserdruckmessungen sowie durch tomographische Crosshole-Messungen vor und nach Ausführung der Injektionen. Dafür wurden je Messstellen pro Messfeld errichtet. Alle Bohrungen wurden schräg ausgeführt, da der zu sanierende Baugrund nicht befahrbar war. Um die Anforderungen schräger Mehrfachmessstellen zu erfüllen, kam anstelle des Standardverfahrens mit Sandfiltern ein Verfahren mit voll verdämmtem Ausbau (fully grouted) zur Anwendung.

Der fully grouted-Messstellenausbau geht vor allem auf Untersuchungen von Mikkelsen und Green (2003) sowie Contreras et al. (2008) zurück. Sie stellten fest, dass Porenwasserdruck (PWD)-Sensoren keinen Sandfilter benötigen, sondern auch dann korrekte Messergebnisse

liefern, wenn sie im Bohrloch innerhalb eines Zement-Bentonit-Dämmers eingebaut werden. Dies ist begründet durch die schnelle Wasserdruckfortbewegung in dem wassergesättigten Dämmer und durch den nur sehr geringen erforderlichen Wasserfluss zur Bewegung der druckaufnehmenden Membran im PWD-Sensor. Durch diese Bauweise ist es möglich, mehrere Sensoren in verschiedenen Tiefen zu platzieren und zusätzlich ein Leerrohr einzubauen, in welchem weitere Messinstrumente entlang der gesamten Bohrlochtiefe eingeführt werden können.

Vor Errichtung der Messstellen fanden in der BAW Laborversuche statt. Ziele dieser Untersuchungen waren zum einen die Ermittlung einer auf den Baugrund abgestimmten Dämmermischung und zum anderen die Prüfung der Sensoren und weiterer messtechnischer Komponenten auf ihre Funktionsfähigkeit und Genauigkeit.

Zunächst wurden mehrere Dämmermischungen aus unterschiedlichen Gewichtsverhältnissen von sulfatbeständigem Portlandzement (CEM I 42,5 R SR), Bentonit in Pulverform und Wasser angemischt. Das Laborprogramm bestand unter anderem aus Versuchen zur Bestimmung der 28-tägigen einaxialen Druckfestigkeit nach DIN EN 196-1:2016-11 an Probenprismen und der hydraulischen Durchlässigkeit nach DIN 18130:1998-05 an Probezylindern mit je 10 cm Durchmesser und Kantenhöhe. Die Ergebnisse der Untersuchungen zur einaxialen Druckfestigkeit und hydraulischen Durchlässigkeit sind in Tabelle 9 zusammengestellt.

Tabelle 9: Laborergebnisse verschiedener Dämmermischungen

Bezeichnung	Datum	Wasser : Zement : Bentonit in Gew-%	Rohdichte in kg/dm ³	Druckdichte in N/mm ²	k _f -Wert in m/s
Mischung 1	10.01.2019	2,7 : 1 : 0,60	1,30	0,57	
Mischung 2	16.01.2019	2,5 : 1 : 0,35	1,31	0,81	$3 \cdot 10^{-8}$
Mischung 3	16.01.2019	2,0 : 1 : 0,35	1,36	1,43	$5 \cdot 10^{-7}$
Mischung 4	16.01.2019	1,8 : 1 : 0,35	1,40	2,19	$1 \cdot 10^{-8}$

Wie von Contreras et al. (2008) beschrieben, erfolgte die Herstellung der Dämmersuspension im ersten Schritt durch Mischung von Wasser und Zement und im zweiten Schritt durch Zugabe von pulverförmigem Bentonit. Die untersuchten Mischungsverhältnisse ergaben eine breiige Konsistenz, die für eine blasenfreie Verfüllung des Bohrloches zur Einbettung der Sensoren notwendig ist. Da bei der Verfüllung im geschädigten Baugrund mit Materialverluste zu rechnen war, wurde mit Mischung 3 eine relativ zähe Mischung mit geringerem Wassergehalt ausgewählt, die jedoch noch eine gute Fließfähigkeit sowie eine hydraulische Durchlässigkeit von $5 \cdot 10^{-7}$ m/s erreicht, welche etwa der Permeabilität des Baugrundes entspricht.

Mit dieser Mischung 3 wurde in einem dafür angepassten Triaxialgerät ein Druckversuch mit einem PWD-Sensor durchgeführt. Entsprechend dem geplanten Abstand des Sensors von der Bohrlochwand wurde der Sensor im Probekörper mit einem Abstand von 4 cm zwischen Sensor und Filterplatte der Triaxialzelle in den Dämmer eingebettet.

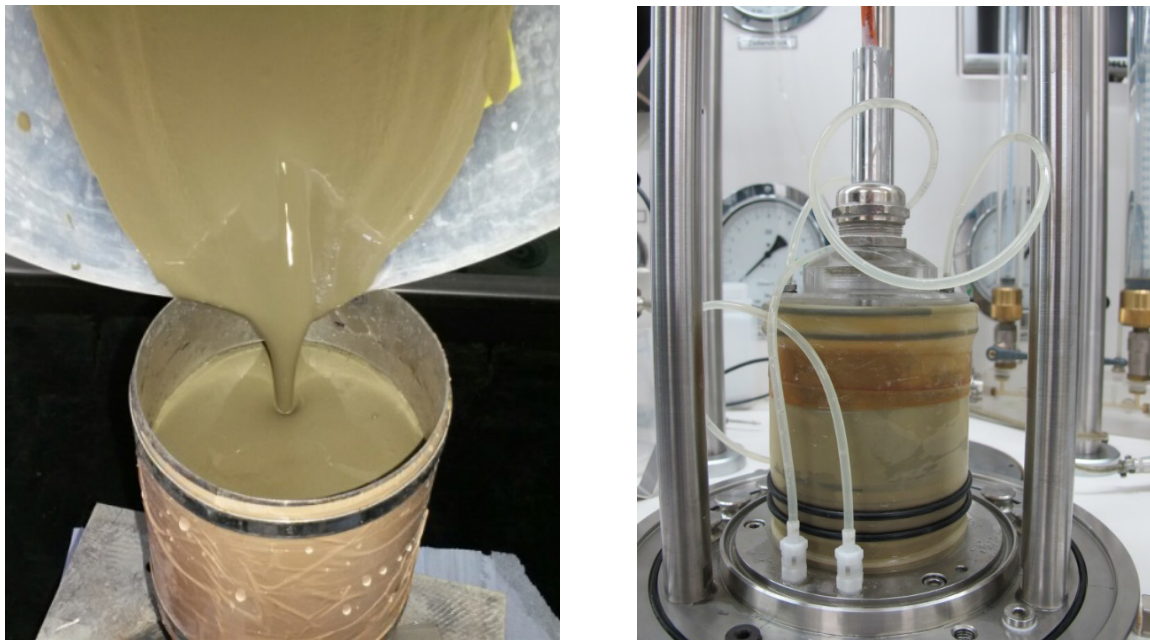


Abbildung 19: Vorbereitung des Druckversuches, a) Herstellung des Probekörpers. b) Probekörper mit eingebettetem Sensor beim Einbau in das Triaxialgerät.

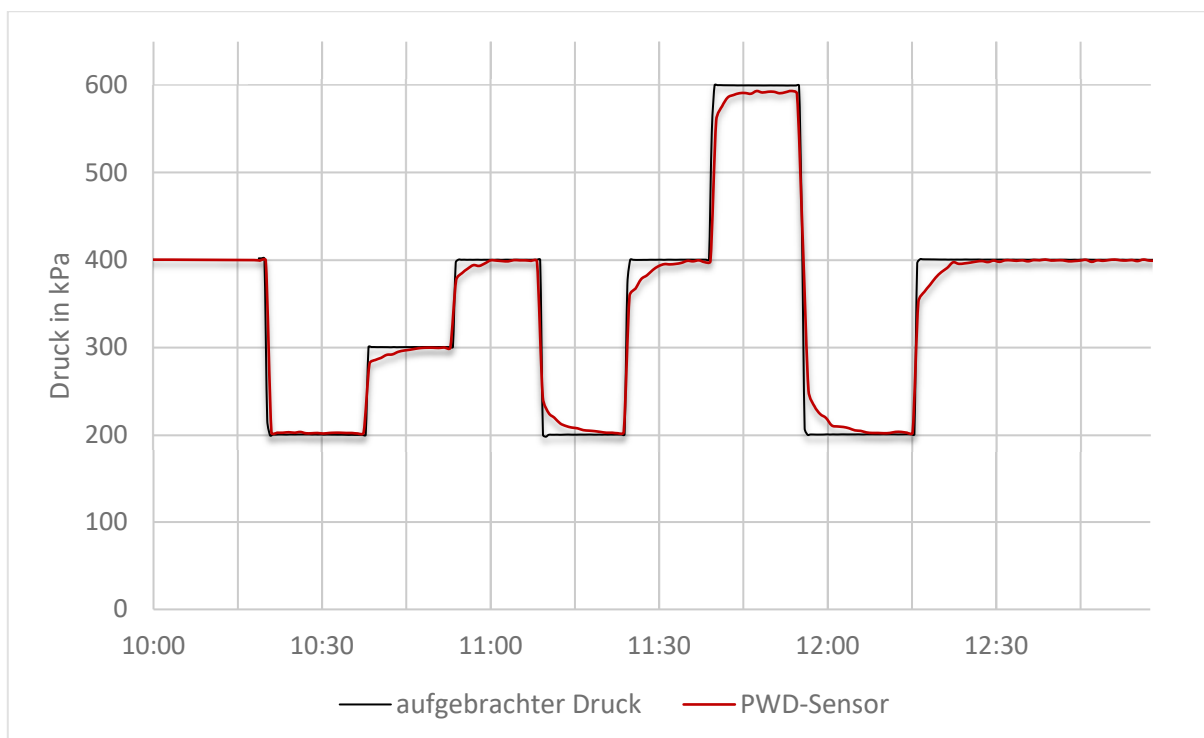


Abbildung 20: Im Druckversuch ermittelte Druckwerte des Triaxialgerätes und des eingebauten PWD-Sensors (X-Achse: Uhrzeit)

Bei dem im Triaxialgerät durchgeführten Druckversuch wurden Drücke zwischen 200 kPa und 600 kPa aufgebracht. Die Auswertung des Druckversuches (Abbildung 20) zeigt, dass der PWD-Sensor innerhalb weniger Sekunden auf Änderungen der Druckstufe reagiert und dann bereits ca.

80 % des aufgebrauchten Druckes anzeigt. Im Mittel innerhalb von 2,5 min steigt der Sensor jeweils auf 90 % des vollen Wertes an. Nach 5 bis 15 Minuten ist der maximale Wert erreicht, der im Mittel um 2,25 kPa und maximal um 6,69 kPa vom aufgebrauchten Druck abweicht. Die prozentuale Abweichung des maximalen Messwertes vom aufgebrauchten Druck entspricht damit im Mittel 0,67 % und maximal 1,24 %. Diese Abweichung ist auf Lufteinschlüsse im Porenraum des Dämmers sowie im Filterstein des PWD-Sensors zurückzuführen, die das Signal dämpfen.

3.7.2 Bau der Messstellen

Es wurden vier PWD-Messstellen mit einem Außendurchmesser von 244 mm und einem eingebauten Leerrohr DN 75 mit einer Neigung zur Vertikalen von 24 ° – 30 ° hergestellt. Die Bohrungen im sehr heterogenen Untergrund erfolgten mittels Imlochhammerverfahren mit Luftspülung. Im Bohrvorgang zeigte sich ein Wechsel aus schwer bohrbarem und weichem Material. Im Ergebnis muss von erheblichen Bohrlochrandausbrüchen ausgegangen werden. Der Ausbau erfolgte durch abschnittweises Einführen eines PVC-Rohres mit Bodenkappe in das Bohrloch, an welches an vorgegebenen Positionen PWD-Sensoren und Zentrierungen angebracht wurden. Im gleichen Zuge wurde ein Injektionsschlauch bis 0,5 m über Endteufe in das Bohrloch eingeführt. Das Einfüllen der Dämmersuspension erfolgte von unten nach oben unter sukzessivem Ziehen der Verrohrung und des Injektionsschlauches. Während der Injektion wurde das Leerrohr mit Wasser gefüllt und durch ein Gewicht zusätzlich gegen Auftrieb gesichert. Da das fully grouted-Ausbauverfahren keine Standardlösung ist, erfolgte eine enge Baubegleitung durch Fachpersonal der BAW.

Für die Dämmersuspension wurden Zement vom Typ CEM I 42,5 R-SR 3 und der Bentonit Imerys Ibeco CT verwendet. Bei der Verfüllung der Ringräume kam es, mutmaßlich infolge von Bohrlochrandausbrüchen und Hohlräumen, zu erheblichem Mehrbedarf an Dämmmaterial (Tabelle 10). Als Reaktion auf den Mehrbedarf im heterogenen Untergrund wurde die Dämmmischung bei den Messstellen M2-1 und M2-2 durch Verringerung des Wassergehaltes bzw. Erhöhung des Bentonitanteils dickflüssiger eingestellt. Tabelle 11 fasst die Untersuchungsergebnisse der Dämmerproben vom Bau der Messstellen zusammen.

Tabelle 10: Mehrbedarf an Dämmmaterial für die Ringraumverfüllung

	M1-1	M1-2	M2-1	M2-2
Bohrlochlänge	40 m	39 m	41,5 m	42 m
theoretisches Ringraumvolumen	1,03 m ³	1,00 m ³	1,07 m ³	1,08 m ³
Verfüllmenge Dämmer	10,88 m ³	13,09 m ³	11,15 m ³	4,44 m ³
Differenz (Mehrbedarf)	9,85 m ³	12,09 m ³	10,08 m ³	3,36 m ³

Tabelle 11: Laborergebnisse der Rückstellproben des Dämmers für den Messstellenbau

Bezeichnung	Datum	Wasser in Gew-%	Zement in Gew-%	Bentonit in Gew-%	Roh- dichte in kg/dm ³	Druck- dichte in N/mm ²	k _F -Wert in m/s
M1-1_1	14.10.2019	2	1	0,35	1,417	1,01	$2 \cdot 10^{-8}$
M1-1_2	14.10.2019	2	1	0,35	1,335	1,04	$2 \cdot 10^{-8}$
M1-2_1	01.10.2019	2	1	0,35	1,332	0,81	$1 \cdot 10^{-8}$
M1-2_2	01.10.2019	2	1	0,35	1,339	0,76	$8 \cdot 10^{-9}$
M2-1_1 wz2	17.10.2019	2	1	0,35	1,380	1,08	$4 \cdot 10^{-9}$
M2-1_2 wz2	17.10.2019	2	1	0,35	1,388	1,08	$4 \cdot 10^{-9}$
M2-1_3 wz1	17.10.2019	1	1	0,175	1,608	9,10	$1 \cdot 10^{-11}$
M2-1_4 wz1	17.10.2019	1	1	0,175	1,607	9,16	
M2-2_1	22.10.2019	1,5	1	0,35	1,490	4,67	$2 \cdot 10^{-10}$
M2-2_2	22.10.2019	1,5	1	0,35	1,487	4,46	$1 \cdot 10^{-10}$

3.7.3 Messtechnik und Datenübertragung

Jedes multi-Sensorkabel war mit vier Schwingsaiten-PWD-Sensoren (a-d) bestückt. Die Tiefe der in den vier Messstellen eingebauten PWD-Sensoren ist in Tabelle 12 angegeben. Die Kabel führten von den vier Messstellen zu einem Schaltschrank und wurden dort an einem Multiplexer angeschlossen. Das Auslesen der Messergebnisse jeder Messkette durch den Multiplexer dauerte 1 – 2 Minuten, weil die Schwingsaitensensoren nacheinander aktiviert wurden. Ein Datenlogger steuerte und speicherte die Messungen. Über ein Modem wurden die Werte per W-LAN auf ein Baustellennotebook und über das Mobilfunknetz an eine Cloud gesendet, wo sie für den Fernabruf zur Verfügung standen.

Tabelle 12: Tiefe der PWD-Sensoren in m unter Geländeoberfläche

PWD-Sensor	M1-1	M1-2	M2-1	M2-2
a	29,9 m	30,2 m	29,9 m	30,3 m
b	25,9 m	26,2 m	26,1 m	26,5 m
c	21,6 m	21,8 m	21,9 m	22,3 m
d	17,6 m	17,8 m	18,1 m	18,5 m

3.7.4 Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen

Nach Errichtung der Messstellen erfolgten die Vorhermessungen mittels Crosshole-Tomographie. Die Auswertung dieser Untersuchungen ist in [U6] ausführlich dargestellt.

Die Aufzeichnung des Porenwasserdruckes erfolgte im Zeitraum 30.10.2019 bis 17.12.2019 (M1-1 und M1-2) bzw. bis 27.02.2020 (M2-1 und M2-2) mit einer Pause zwischen 18.12.2019 und 15.01.2020. Ausgenommen den PWD-Sensor M2-2_c in Messstelle M2-2 reagierten alle PWD-Sensoren zu irgendeinem Zeitpunkt auf die Injektionsmaßnahmen, sodass von deren

Funktionstüchtigkeit ausgegangen werden kann. Abbildung 21 zeigt die Ergebnisse der Nullmessung vor Beginn der Injektionsarbeiten. Im Vergleich zum errechneten hydrostatischen Druck liegen die Messwerte zumeist etwas geringer. Sensor M1-2a zeigt einen etwas höheren Wert an. Es ist davon auszugehen, dass diese Abweichungen auf die heterogene Verteilung der Wasserwegsamkeiten zurückzuführen ist. Wenn ein Sensor an eine nach oben weiterführende Wegsamkeit hydraulisch angebunden ist, wird verringerter Druck gemessen, während bei Anbindung an einen tieferliegenden Bereich ein höherer Druck am Sensor gemessen werden kann. Die gemessenen Werte sind trotz dieser geringfügigen Abweichungen plausibel, da sie relativ zueinander Druckunterschiede entsprechend ihrer Einbautiefe zeigen.

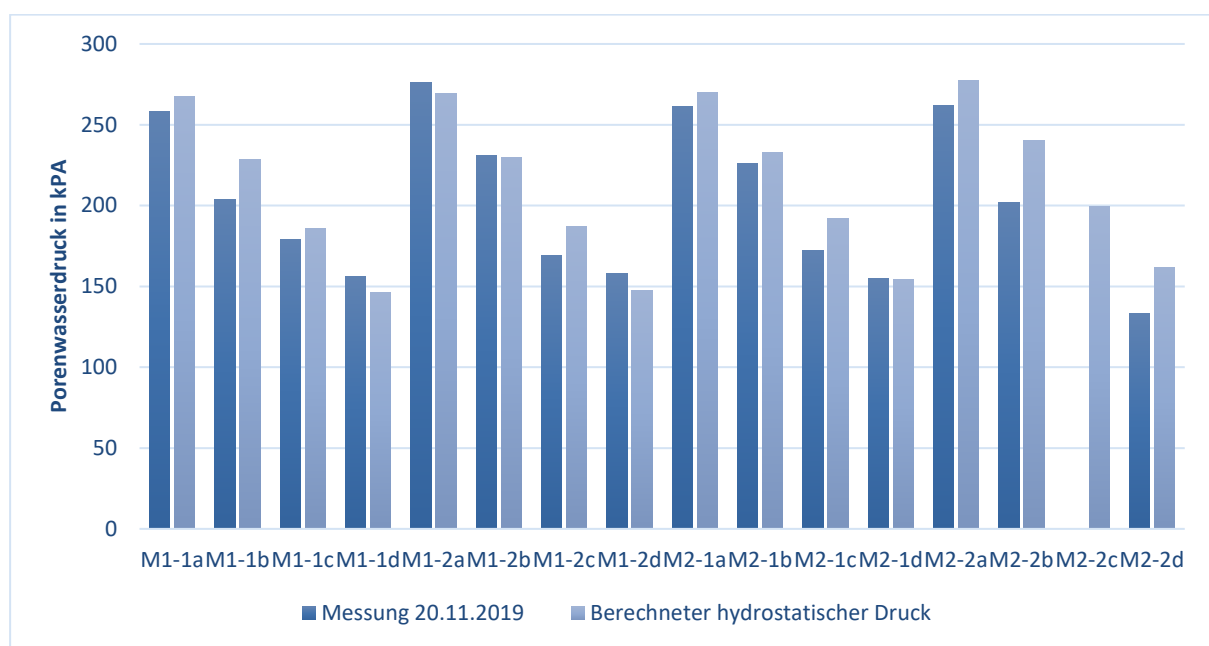


Abbildung 21: Gemessener Porenwasserdruck der einzelnen Sensoren (Nullmessung) im Vergleich zum errechneten hydrostatischen Druck in Einbautiefe

Die vollständigen Messdaten und Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen sind in [U6] umfangreich dargestellt. Im Folgenden werden die aus den Messwerten abgeleiteten Bewertungen sowie Ausschnitte der Messdaten aus [U6] zitiert:

- Es wurden überwiegend Porenwasserüberdrücke, vereinzelt aber auch Porenwasserunterdrücke gemessen. Eine Zusammenstellung der Messergebnisse mit über 10 % Abweichung vom Normalwert findet sich in Tabelle 13. Porenwasserüberdrücke traten bis zu 100 % über den Normalwert (V2-7, Pumpphasen 1 und 14 der Injektion) auf. Die Porenwasserunterdrücke lagen bei maximal 29 % unter Normalwert (V2-2, Pumpphase 1 der Injektion, Abbildung 22).
- Zumeist verursachten die Injektionsstufen, die die größten Mengeneinbringungen ermöglichten, auch eine Reaktion der PWD-Sensoren.

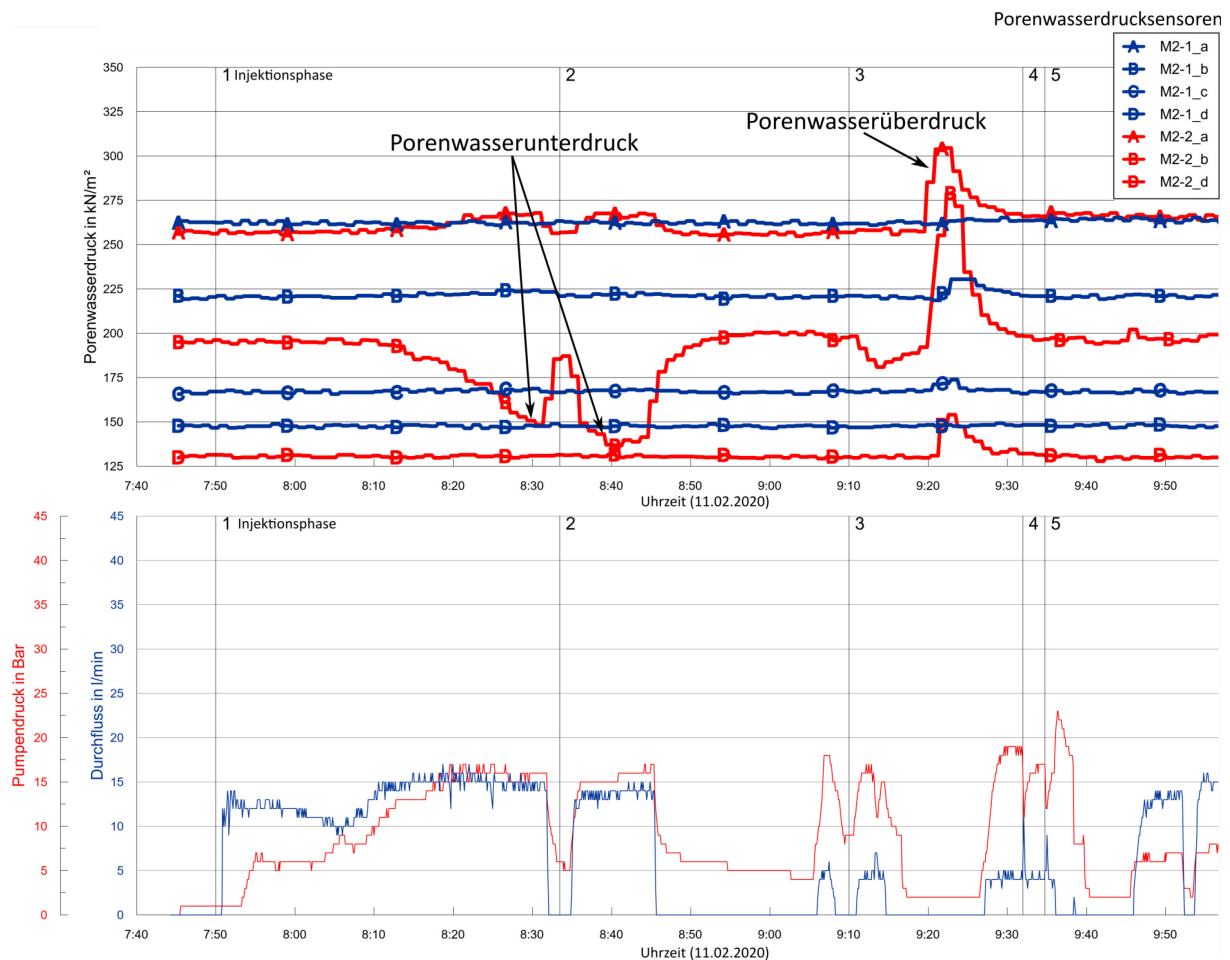


Abbildung 22: Injektionsbohrung V2-2: Porenwasserunterdruck während der Injektionsphasen 1 und 2 und Porenwasserüberdruck während Injektionsphase 3 [U6]

- Die Zeiträume, die zwischen den Messspitzen der PWD-Sensoren und der anschließenden Annäherung an deren Normalwert lagen, sind ebenfalls in Tabelle 13 zusammengestellt. Dabei zeigt sich ein sehr differenziertes Verhalten. Während sich die meisten Porenwasserdruckspitzen innerhalb von einer Stunde wieder abbauten, sind vereinzelt sehr lange Zeiträume bis zur Angleichung an den Normalwert von bis zu über 5 Stunden gemessen worden. Insbesondere bei der Injektionsbohrung V2-7 in Pumpphase 20 baute sich der Porenwasserdruck sehr langsam ab. Dies kann möglicherweise damit begründet werden, dass bis zu Beginn der Injektionen von V2-7 bereits knapp 100 m³ Material bei Testfeld 2 injiziert wurden und so bereits eine Verringerung der Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes stattgefunden hatte.

Tabelle 13: Zusammenstellung der Messspitzen der Porenwasserdrucksensoren ab über/unter 10 % des Normalwertes (hydrostatischer Wasserdruck) und der Zeiträume zwischen Messspitzen und der anschließenden Annäherung an den Normalwert. [U6]

Injekt.- bohrung	Pump- phase	reagierender PWD-Sensor	Änderung des PWD über/ unter Normalwert bis	Zeitraum bis Anglei- chung an Normalwert
V1-4	2-4	M1-2_b	+34 %	etwa 25 min
	11	M1-1_a	+11 %	etwa 40 min
	18	M1-2_c	+47 %	etwa 15 min
V1-5	20	M1-1_d	+16 %	etwa 30 min
V1-6	31	M1-2_b und M1-2_c	+12 % und +15 %	etwa 20 und 15 min
V2-1	5-7	M2-1_a	+51 %	etwa 85 min
	14	M2-2_d	+20 %	etwa 20 min
	25, 26	M2-2_d	-20 %	etwa 10 min
V2-2	1	M2-2_b	-23 %	etwa 5 min
	2	M2-2_b	-29 %	etwa 10 min
	3	M2-2_a und M2-2_b und M2-2_d	+16 % und +46 % und +16 %	jeweils etwa 10 min
	6	M2-2_b und M2-2_d	+13 % und +14 %	etwa 5 und 15 min
	7-13	M2-2_d	+15 %	etwa 50 min
	9-13	M2-2_a	+19 %	etwa 70 min
V2-3	5	M2-2_a	+13 %	etwa 20 min
	15, 16	M2-2_d	+15 %	etwa 45 min
	16	M2-2_b	-12 %	etwa 35 min
	17	M2-2_d	+36 %	etwa 40 min
V2-4	3	M2-1_c	+33 %	etwa 15 min
V2-5	7	M2-1_a	-16 %	etwa 20 min
V2-6	21	M2-1_d	+15 %	etwa 30 min
	22	M2-1_c und M2-1_d	+32 % und +50 %	jeweils etwa 100 min
	24	M2-1_d	+19 %	etwa 70 min
V2-7	1	M2-2_a	+99 %	etwa 110 min
	2	M2-1_b	+32 %	etwa 120 min
	8	M2-1_a	+12 %	etwa 90 min
	13	M2-2_b	+26 %	etwa 20 min
	14	M2-2_a und M2-2_b	+25 % und +100 %	etwa 5 und 25 min
	17	M2-1_d	+33 %	etwa 25 min
	20	M2-2_d	+47 %	größer 300 min

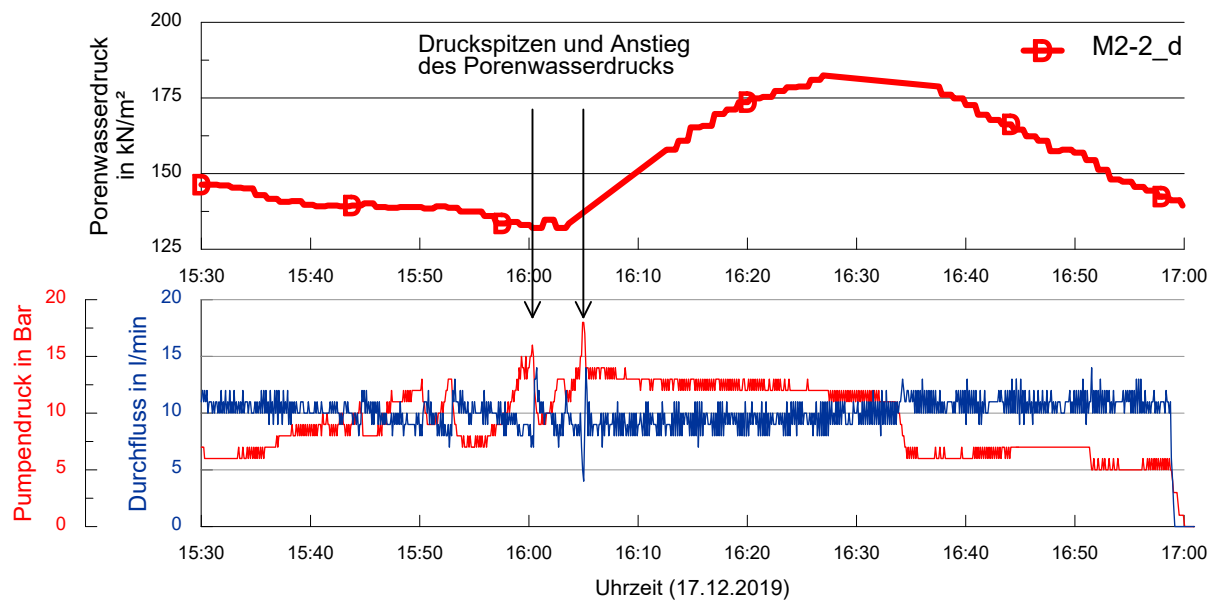


Abbildung 23: Injektionsbohrung V2-3: Gegenüberstellung der Porenwasserdruckmessung (Messsensor M2-2_d) mit dem Druck sowie Durchfluss bei der Injektion. [U6]

- Die Messgrößen der Porenwasserdrücke schwanken zumeist bei gleichzeitig nahezu konstant laufender Injektionsrate und gleichmäßigem Pumpendruck. Jedoch kann oftmals erkannt werden, dass vor dem Auftreten einer Veränderung des Porenwasserdrucks der Druck der Injektionspumpe plötzlich abfällt und die Injektionsrate schlagartig ansteigt (Abbildung 23). Demnach wurden wahrscheinlich vor der Veränderung des Porenwasserdrucks Strukturen im Untergrund zerstört, die neue Wegigkeiten im Untergrund ermöglichten.
- Ein Zusammenhang zwischen den gemessenen Porenwasserdrücken und den Ergebnissen der geodätischen Messungen auf der Planie kann zumeist nicht festgestellt werden. Aufgrund der großen Überdeckung der injizierten Hohlräume von etwa 20 m mit Lockergestein wäre dies auch nicht zu erwarten. Eine Ausnahme bildet die Injektionsstufe 22 der Injektionsbohrung V2-6 (Abbildung 24). Die Injektionsstufe war zum einen vergleichsweise oberflächennah (Bohrtiefe 23,0 m) und zum anderen wurden in diesem Tiefenbereich innerhalb von 2 Tagen etwa 11 m³ Material eingebracht. Wie Abbildung 24 zeigt, konnten während des Porenwasserdruckanstiegs zweier PWD-Sensoren um 32 % und 50 % kurzzeitig Hebungen (ausgehend von der bereits erfolgten Setzung) bei fast allen Messpunkten auf der Planie von bis zu 0,6 mm gemessen werden. Der Pumpendruck sowie die Injektionsrate waren währenddessen vergleichsweise konstant.

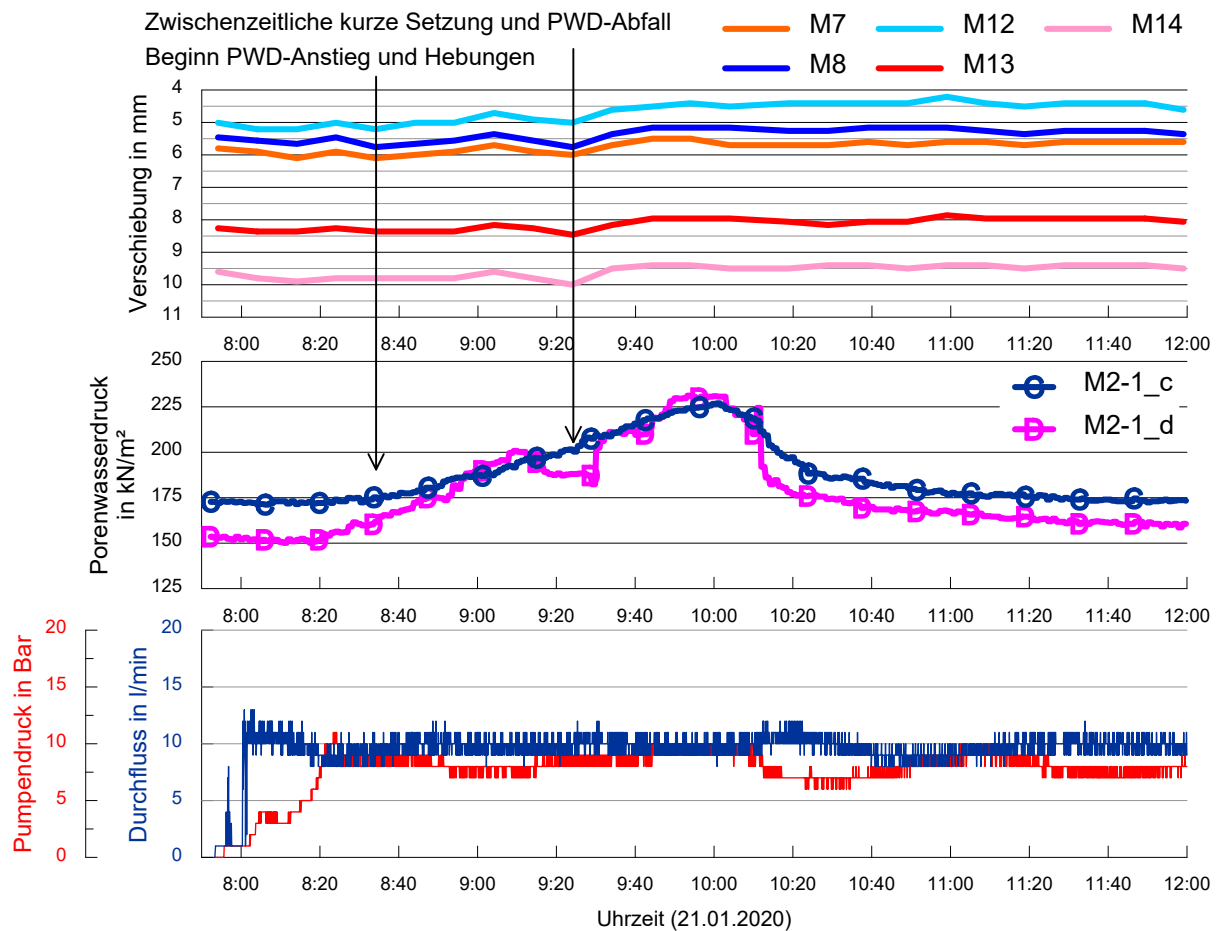


Abbildung 24: Injektionsbohrung V2-6: Gegenüberstellung ausgewählter geodätische Messungen (Messpunkte M7, M8 etc.) mit Porenwasserdruckmessungen und dem Druck sowie Durchfluss bei der Injektion [U6]

- Das gelegentliche Auftreten von Porenwasserunterdrücken fand nur bei Testfeld 2 statt (Tabelle 13). Es kann vermutet werden, dass dies mit einer bereichsweisen Abnahme von Spannungen im Boden im Zusammenhang steht, die durch nachrutschendes Lockergestein infolge der Zerstörung von zuvor noch stabilen Hohlraumstrukturen verursacht wurde.
- Die Zusammenschau der P-Wellengeschwindigkeiten mit den Abweichungen des Porenwasserdrucks vom Normalwert zeigt oftmals eine Reaktion von PWD-Sensoren, die nicht in nächster Nähe zur Injektionsstelle lagen (Abbildung 25). Anhand der Geschwindigkeitsprofile des Untergrunds lassen sich dabei die Wegigkeiten oftmals nicht unmittelbar erklären. Es muss daher auch anhand dieser Ergebnisse davon ausgegangen werden, dass ein verzweigtes Gefüge an Hohlräumen, Felsrippen und unterschiedlich wasserdurchlässigen Hohlraumfüllungen vorliegt.

Injektionsbohrung V1-4

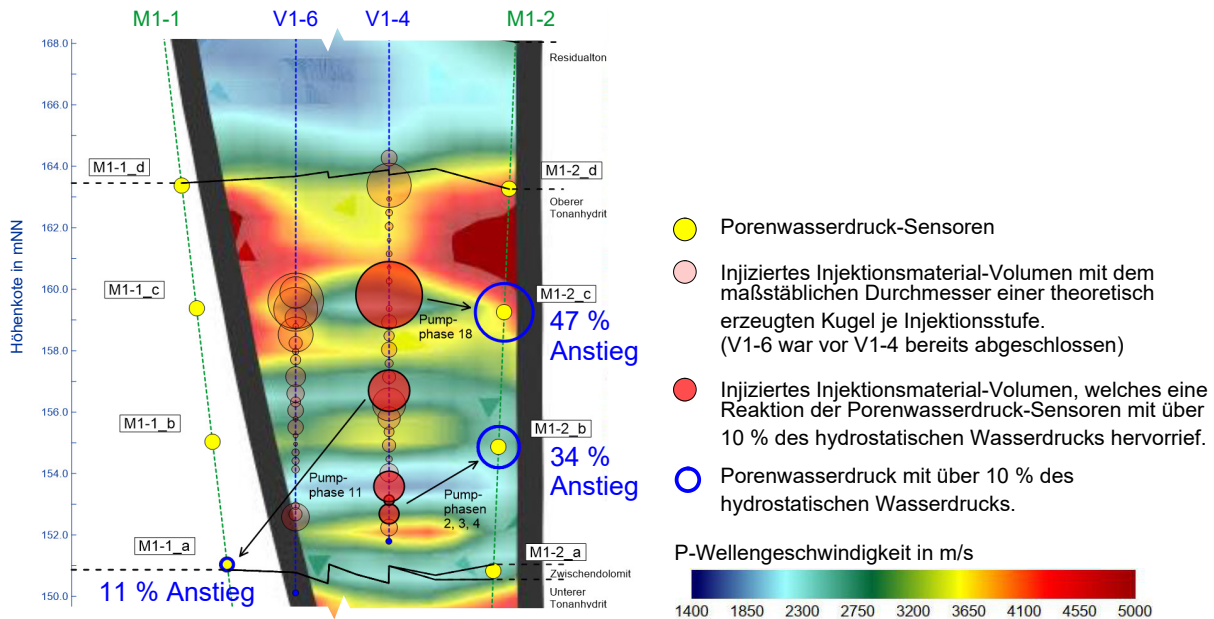


Abbildung 25: Injektionsbohrung V1-4: Vorhermessung Crosshole in den Messstrecken M2-1–M2-2 und Anstieg des Porenwasserdrucks infolge der Injektionsarbeiten [U6]

Die voll verdämmte Ausbaumethode lässt neben den eigentlichen Messergebnissen folgende Bewertungen zu:

Grundsätzlich hat sich das voll verdämmte Ausbaurverfahren der Porenwasserdruckmessstellen weitgehend als geeignet erwiesen. Die Porenwasserdrucksensoren reagierten in vielen Fällen unmittelbar auf die jeweilige Erhöhung des Pumpendrucks oder den Spülvorgang, so dass keine Hinweise auf eine deutlich zeitverzögerte Ansprache vorliegen. Für die Beurteilung der Genauigkeit der in situ-Messungen fehlen Vergleichswerte, doch in den vorangehenden Laboruntersuchungen wurde eine mittlere Abweichung des Messwertes unter 1 % vom Prüfwert erreicht. Für eine Echtzeitüberwachung wären piezoresistive Sensoren besser geeignet als die verwendeten robusteren Schwingsaitensensoren, weil das Auslesen der Messketten weniger Zeit in Anspruch genommen hätte.

Die Anwendung der relativ unbekannten Ausbaumethode erforderte Vorstudien sowie eine Baubegleitung durch Fachpersonal. Für die Herstellung der Messstellen ist ein Bohrloch ohne Wandausbrüche wesentlich geeigneter, um den Dämmerbedarf realistisch einschätzen und einen definierten Ringraum herstellen zu können. Bei den in Hessigheim hergestellten Messstellen trat ein erheblicher Mehrbedarf an Dämmer auf. Dieser Mehrbedarf war ungünstig sowohl für Baustellenlogistik und Abrechnung als auch möglicherweise für die Genauigkeit oder Anspracheverzögerung der Sensoren, die in unterschiedlich dicken Dämmerpaketen eingebettet waren.

4 Numerische Modellierung

4.1 Veranlassung und Konzeption der numerischen Modellierung

Die ermittelten Daten zum Baugrund und seinen Wechselwirkungen mit dem Grundwasser münden in eine komplexe Modellvorstellung der geohydraulischen Verhältnisse an der Staustufe Hessigheim. Diese Modellvorstellung gilt es einerseits darzustellen und andererseits auf Konsistenz zu prüfen. Zu diesem Zweck wurde ein dreidimensionales numerisches Grundwassermodell erstellt.

Konkrete Fragestellungen an die numerische Modellierung erwachsen aus geplanten Baugrundsanierungsmaßnahmen. Um vorhandene Baugrunds Schäden zu sanieren und weitere Lösungsercheinungen zu minimieren ist eine Baugrundsanierung der Schleusenplanie geplant [U6]. Das vorgesehene Verfahren der Injektion von Zement-Sand-Mörtel führt dabei, wie die meisten marktüblichen Bodenverbesserungsmaßnahmen, zu einer Verringerung der hydraulischen Durchlässigkeit, indem Wasserwegsamkeiten wie Spalten oder Hohlräume verfüllt werden. Ziel der numerischen Modellierung ist es hier, die Auswirkungen dieser Baumaßnahmen auf die Grundwasserverhältnisse zu untersuchen, um eine Verschlechterung oder Verlagerung der schädigenden Lösungsprozesse erkennen und gegebenenfalls Ausgleichsmaßnahmen, wie eine Drainage, planen zu können.

Die Grundwassermodellierung erfolgte mit dem Finite-Elemente-Berechnungsprogramm FEFLOW von DHI/WASY unter der Annahme gemittelter stationärer und wassergesättigter Strömungsbedingungen.

4.2 Grundwasserströmungsmodell

4.2.1 Modellgebiet

Für die Wahl des Modellgebietes war es maßgebend, alle relevanten geohydraulischen Prozesse für die geplante Baugrundsanierung und die ggf. erforderliche Drainage zu berücksichtigen. Das Strömungsmodell wurde daher ausreichend groß gewählt, um die Umströmung des Bauwerkes abzubilden, welche die Geohydraulik an der Staustufe Hessigheim bestimmt.

Die Abgrenzung des Modellgebietes erfolgte auf Grundlage eines Grundwassergleichenplanes des Festgesteins zum Stichtag 12.05.2018, siehe Abbildung 26. Der nördliche Rand des Modellgebietes entspricht der Grundwasserpotenziallinie 179,6 m NN und der südliche Rand etwa der Potenziallinie 176,6 m NN. Die östliche und westliche Berandung folgt jeweils einer Stromlinie. Abweichungen von diesen prinzipiellen Festlegungen betreffen den südlichen Rand, der weniger gebogen als die aus den Messwerten interpolierte Grundwasserpotenziallinie 176,6 m NN ausgeführt wurde, und den südlichen Teil der Ostgrenze, die nach Osten verlegt wurde, um eine ausreichende Grundwasserumströmung auf der Kraftwerksseite abbilden zu können (Abbildung 26).

Die Diskretisierung des Finite-Elemente-Netzes aus Prismen mit Dreiecksgrundflächen berücksichtigt die Umgrenzungen der Bauwerke sowie der geplanten Sanierungsmaßnahmen.

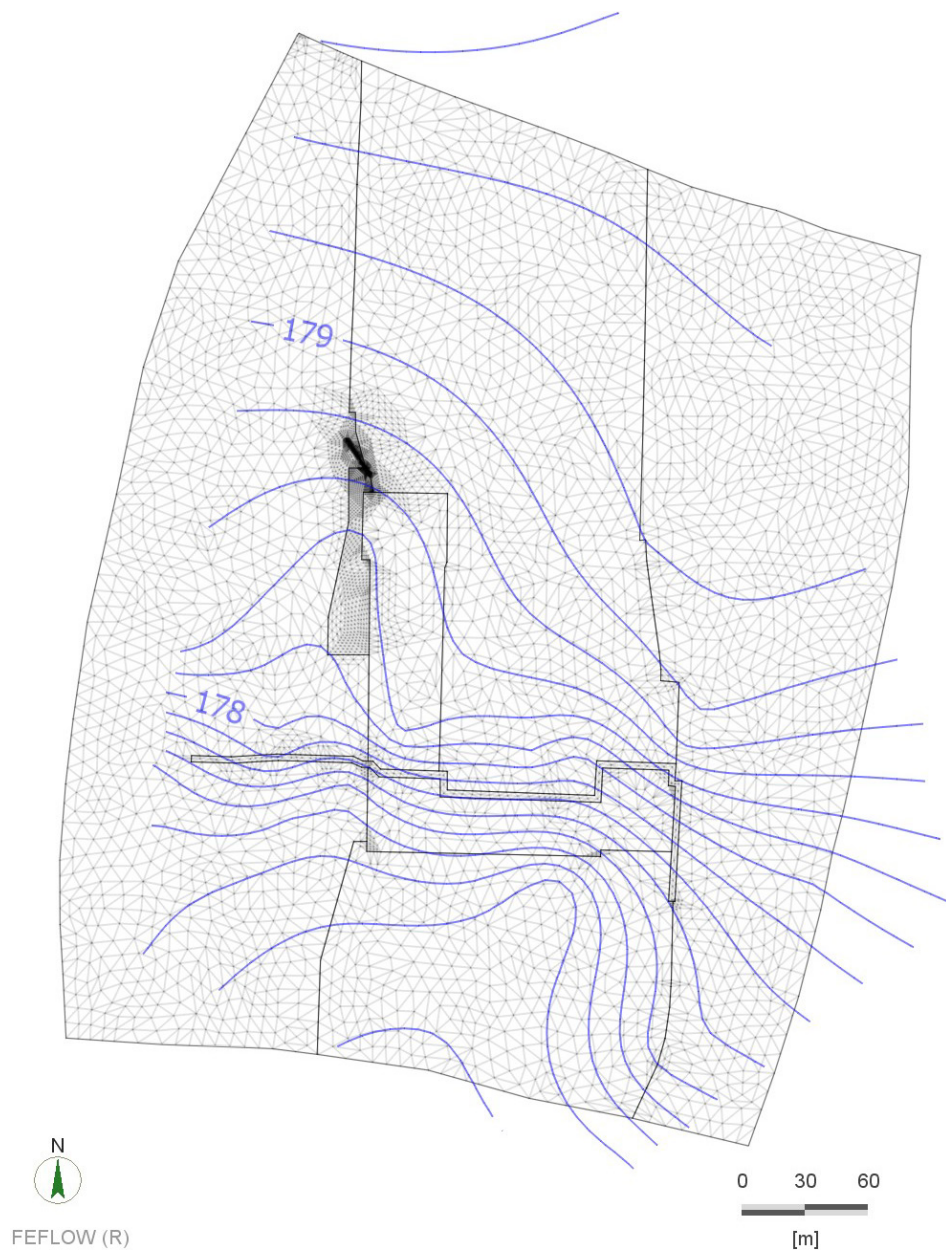


Abbildung 26: Modellgebiet und Finite-Elemente-Netz mit Grundwassergleichungen im Festgestein zum Stichtag 12.05.2018

4.2.2 3D-Modellaufbau

Der Aufbau des Modellkörpers orientiert sich an den hydrogeologischen Einheiten des Baugrundes. Tabelle 14 gibt einen Überblick über die Definition der Modellschichten 1 – 5. Diese Schichten werden von den Modellebenen 1 – 6 begrenzt.

Die Höhenlage der Modelloberfläche (Ebene 1) entspricht dem digitalen Geländemodell aus einer Befliegung im März 2018 [U7]. Aus den Bohrerergebnissen des Baugrundaufschlusses 2016 [U2] wurde die Tiefenlage der Schichtgrenzen (Ebenen 2 bis 6) durch räumliche Interpolation ermittelt. Die Extrapolation in Bereiche mit fehlenden Daten erfolgte auf Grundlage angenommener Schichtmächtigkeiten. Abbildung 27 stellt eine Gesamtansicht der erzeugten Modellschichten und

-ebenen dar, während die Anlagen 6a bzw. 6b die Tiefenlage und Mächtigkeiten der Modellebenen und -schichten im Einzelnen zeigen.

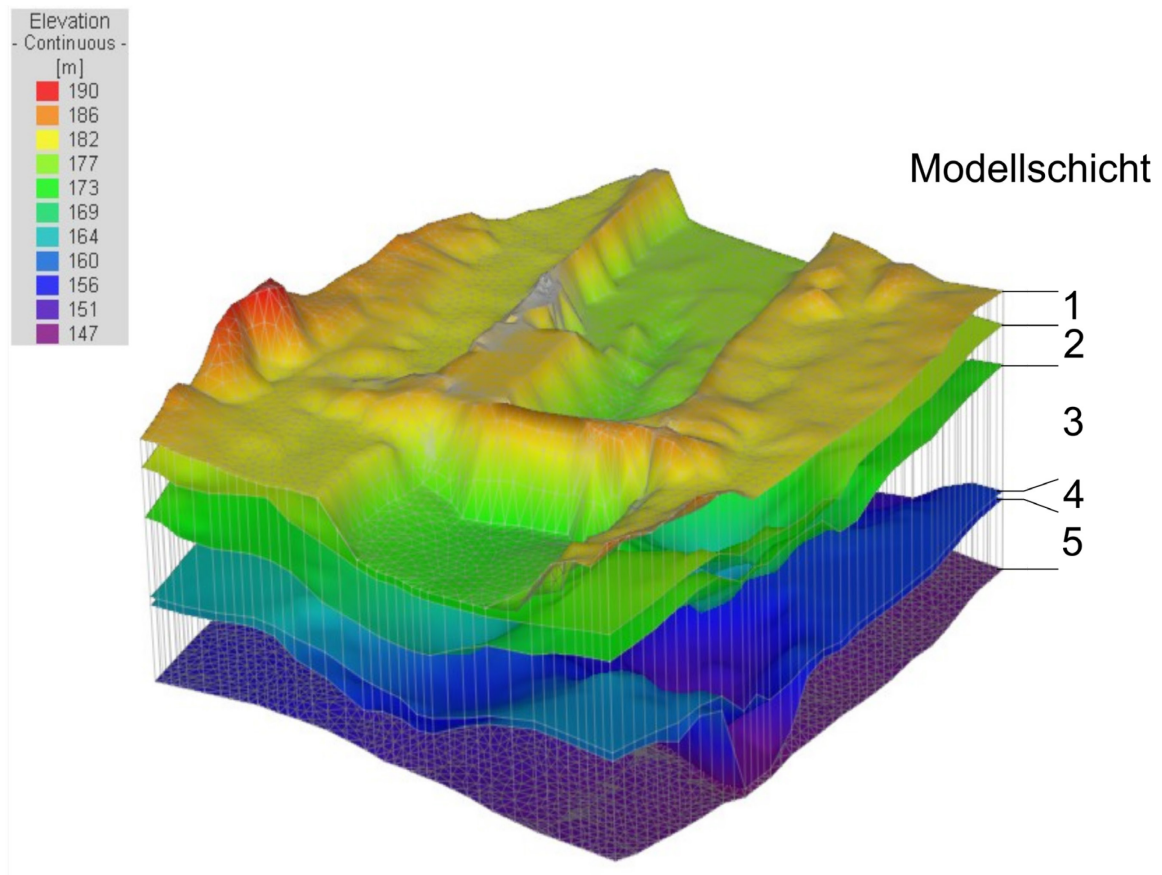


Abbildung 27: 3D-Ansicht des diskretisierten Modellkörpers mit Tiefenlage der Ebenen (Elevation in m+NN)

Tabelle 14: Schichten des Modellkörpers zur Grundwasserströmungsberechnung

Schicht	Bezeichnung	Baugrund
1	Auelehm	Auffüllung, Auelehm und Schlick
2	Neckarkies	quartäre Kiese und Sande
3	Residualton	Residualton, Diemelformation und Oberer Muschelkalk
4	Oberer Tonanhydrit mit Hohlräumen	Oberer Tonanhydrit, durch Lösung entfestigt
5	Oberer Tonanhydrit intakt	Oberer Tonanhydrit ohne Lösungserscheinungen

4.2.3 Randbedingungen

Der Austausch des Grundwassers mit dem Neckar ist durch Randbedingungen mit vorgegebenem Wasserstand (Randbedingungen erster Art) auf der obersten Modellebene im Bereich des Flussbettes implementiert. Dabei wird in der obersten Modellebene den Diskretisierungsknoten des

Flussbetts im Oberwasser der Staustufe ein festes Grundwasserpotenzial von NHN+182,3 m und im Unterwasser von NHN+176,2 m entsprechend dem Neckarwasserstand zugewiesen (Abbildung 28).



Abbildung 28: Randbedingungen erster Art in Ebene 1 (aus Darstellungsgründen reduzierte Knotenanzahl)

Der seitliche Zu- und Abstrom des Grundwassers erfolgt vor allem über den Nord- und Südrand des Modellkörpers. Auch hier wurden Randbedingungen der ersten Art mit vorgegebenem Grundwasserpotenzial verwendet. Die Höhe der festgelegten Grundwasserpotenziale orientiert sich dabei an den aus Stichtagsmessungen ermittelten Daten. Da die Grundwassermessstellen vor allem im Bereich der Staustufe konzentriert sind (siehe Anlage 1), mussten an den Modellrändern Annahmen getroffen werden. Im Zuge der Anpassung des Modells an den Ist-Zustand wurden die Grundwasserpotenzialhöhen an den Modellrändern im Rahmen plausibler Werte variiert. Die in Anlage 8 dargestellten Werte entsprechen den Ergebnissen dieser Anpassung.

Am Südrand liegen die zugewiesenen Grundwasserpotenziale zwischen NHN+176,4 m in der Mitte und NHN+177 m bzw. NHN+177,5 m an der Südwest- bzw. Südostecke. Sie gelten unverändert in den Ebenen 2 bis 6 (siehe Anlage 7). Am Nordrand wurde zwischen den Grundwasserpotenzialen in den Ebenen 2 und 3 im Neckarkies und in den Ebenen 4 bis 6 im Festgestein

unterschieden. Im Neckarkies liegt das verwendete vorgegebene Grundwasserpotenzial zwischen NHN+178,7 m und NHN+179,9 m, und die Festpotenzial-Randbedingung setzt sich auch am seitlichen Modellrand über einige Modellknoten fort (Anlage 7). Für den Neckarkies wird angenommen, dass die Verteilung der Grundwasserpotenziale von der im Festgestein abweicht, und dass der Zustrom aus den Bereichen mit vorgegebenem Grundwasserpotenzial am nördlichen und am nordöstlichen Modellrand erfolgt. Im Festgestein liegt das vorgegebene Grundwasserpotenzial zwischen NHN+180 m und NHN+180,2 m und ist auf den nördlichen Modellrand begrenzt.

4.2.4 Hydraulische Durchlässigkeit

Der wichtigste Parameter für die Strömungsmodellierung ist neben der Geometrie des Modellaufbaus und den hydraulischen Randbedingungen die hydraulische Durchlässigkeit, ausgedrückt durch den k_f -Wert in m/s. Wie in Abschnitt 3.3 dargestellt, lassen sich aus den vorliegenden Messergebnissen breit streuende k_f -Werte für den Neckarkies und vor allem das Festgestein ableiten. Beim Aufbau des Modells wurden daher zunächst mittlere k_f -Werte verwendet und diese im Rahmen geohydraulisch plausibler Werte so variiert, dass eine möglichst gute Anpassung der errechneten Grundwasserpotenziale an die gemessenen Daten erreicht wurde. Um die Heterogenität der Durchlässigkeit auf ein geohydraulisch sinnvolles Maß zu begrenzen, wurden Bereiche mit unterschiedlicher Durchlässigkeit nach Möglichkeit nur in das Modell eingeführt, sofern diese sich durch Beobachtungen oder Messwerte belegen lassen. Die in den einzelnen Modellbereichen nach erfolgter Anpassung an den Ist-Zustand angesetzten k_f -Werte sind in Tabelle 15 zusammengestellt. Anlage 8 enthält eine Darstellung der verwendeten Durchlässigkeitsbereiche für die einzelnen Schichten des Modells.

Tabelle 15: Übersicht der k_f -Werte nach Anpassung des Modells an den Ist-Zustand

Modellschicht	Bezeichnung	k_f -Wert
1	Auelehm	$1 \cdot 10^{-7}$ m/s
2	Neckarkies	$5 \cdot 10^{-3}$ m/s
2	Neckarkies, Südwesten	$1 \cdot 10^{-2}$ m/s
3	Residualton	$1 \cdot 10^{-8}$ m/s
3	Residualton, Ostseite	$4 \cdot 10^{-6}$ m/s
3	fehlender Residualton	$4 \cdot 10^{-6}$ m/s
4	Oberer Tonanhydrit mit Hohlräumen	$1 \cdot 10^{-4}$ m/s
4	Sanierungsbereich	$5 \cdot 10^{-4}$ m/s
5	Oberer Tonanhydrit intakt	$1 \cdot 10^{-8}$ m/s
1-3	Bauwerk, umspundet	$1 \cdot 10^{-12}$ m/s
4-5	Verfüllbereich (unterhalb Bauwerk)	$1 \cdot 10^{-9}$ m/s
4-5	Dichtungsschleier	$1 \cdot 10^{-9}$ m/s

4.3 Ist-Zustand

Die derzeitige geohydraulische Situation im Vorfeld der geplanten Sanierungsmaßnahmen der Schleusenplanie wird als Ist-Zustand bezeichnet. Als repräsentative Grundwasserpotenzialverteilung für die Anpassung des Modells an die Daten des Ist-Zustandes werden Stichtagsmessungen vom 12.05.2018 verwendet. Es liegen aktuellere Daten vor, jedoch erfasste dieser Stichtag die meisten gleichzeitig gemessenen Grundwassermessstellen der vergangenen drei Jahre und repräsentiert durchschnittliche Grundwasserverhältnisse außerhalb von Trockenwetterperioden oder Hochwasserereignissen.

Wie in Abschnitt 4.2.3 und 4.2.4 erläutert, erfolgte die Anpassung des Modells an die gemessenen Daten des Ist-Zustandes durch Variation der Randbedingungen und der hydraulischen Durchlässigkeit der Modelleinheiten. Zusätzlich wurden in geringem Maße Schichtmächtigkeiten verändert, wenn in einzelnen Bereichen ausreichende Informationen aus Bohrungen fehlten. Die Anpassung zielte auf eine möglichst geringe Abweichung der Berechnungsergebnisse von den vorliegenden Messdaten, wobei die Modellparameter lediglich im Rahmen plausibler Werte aus Untersuchungsergebnissen variiert wurden und die Heterogenität der Durchlässigkeit durch Unterteilung in einzelne Modellbereiche innerhalb der jeweiligen Ebenen nur soweit notwendig berücksichtigt wurde.

In Abbildung 29 sowie Anlage 9 sind die Grundwasserpotenziale an den Grundwassermessstellen als Ergebnisse der Strömungsmodellierung im Vergleich zu den Stichtagsmessungen vom 12.05.2018 dargestellt. Beide Darstellungen unterscheiden zwischen Grundwassermessstellen mit Filterstrecke im Neckarkies und im Festgestein. Anlage 9 gibt einen Überblick über die räumliche Verteilung der berechneten Grundwasserpotenziale im Neckarkies und Festgestein sowie ihrer Abweichung von den Messwerten.

Für einen großen Teil der Grundwassermessstellen konnten die berechneten Grundwasserpotenziale mit Abweichungen von unter 20 cm gut an die Messwerte angepasst werden. Einige Messstellen mit größeren Abweichungen liegen wie P23 am Modellrand oder wie P4a im Nahbereich der hydraulisch abdichtenden Bauwerke. In diesen Fällen kommen vermutlich lokale Einflüsse zum Tragen, welche mit dem Grundwasserströmungsmodell nicht abgebildet werden können, die aber die Aussagekraft der Modellberechnungen für den hier untersuchten Zweck nicht einschränken.

Im Fall der Messstelle P38a deuten die Bohrerergebnisse auf lokal stark schwankende Mächtigkeiten der Neckarkiese hin, die aufgrund zu geringer Datendichte im Modell nicht darstellbar ist. Daher wurde zugunsten möglichst homogener geohydraulischer Verhältnisse und verlässlicher Datenbasis auf eine weitere Anpassung verzichtet.

Die Messstelle BKF GWM 150 liegt im Bereich der Lösungsfront im Oberen Tonanhydrit. Hier ist mit einer großen Heterogenität der hydraulischen Durchlässigkeiten zu rechnen, die ebenfalls im Modell nicht verlässlich abgebildet werden kann. BKF GWM 127 und P43 liegen unmittelbar am westlichen Ende des Dichtungsschleiers. Auch hier herrschen vermutlich Durchlässigkeitsverhältnisse, die durch die vorliegenden Daten nicht ausreichend erfasst werden.

Die langjährigen Messwerte der Messstelle P17 schwanken in Abhängigkeit der Niederschlagsverteilung um mehrere Dezimeter, so dass der Stichtagswert vom Mai 2018 ggf. nicht repräsentativ für den mittleren Grundwasserstand ist.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass eine zufriedenstellende Anpassung des Grundwasserströmungsmodells an die gemessenen Daten erzielt werden konnte. Die obigen Erläuterungen demonstrieren die Vielfalt möglicher Ursachen für Abweichungen. Im Hinblick auf die vorliegende Fragestellung und unter Berücksichtigung der vorhandenen Datenbasis wird der Grad der Modelanpassung und damit die Zuverlässigkeit des Modells für die geplanten Prognoseberechnungen als ausreichend erachtet.

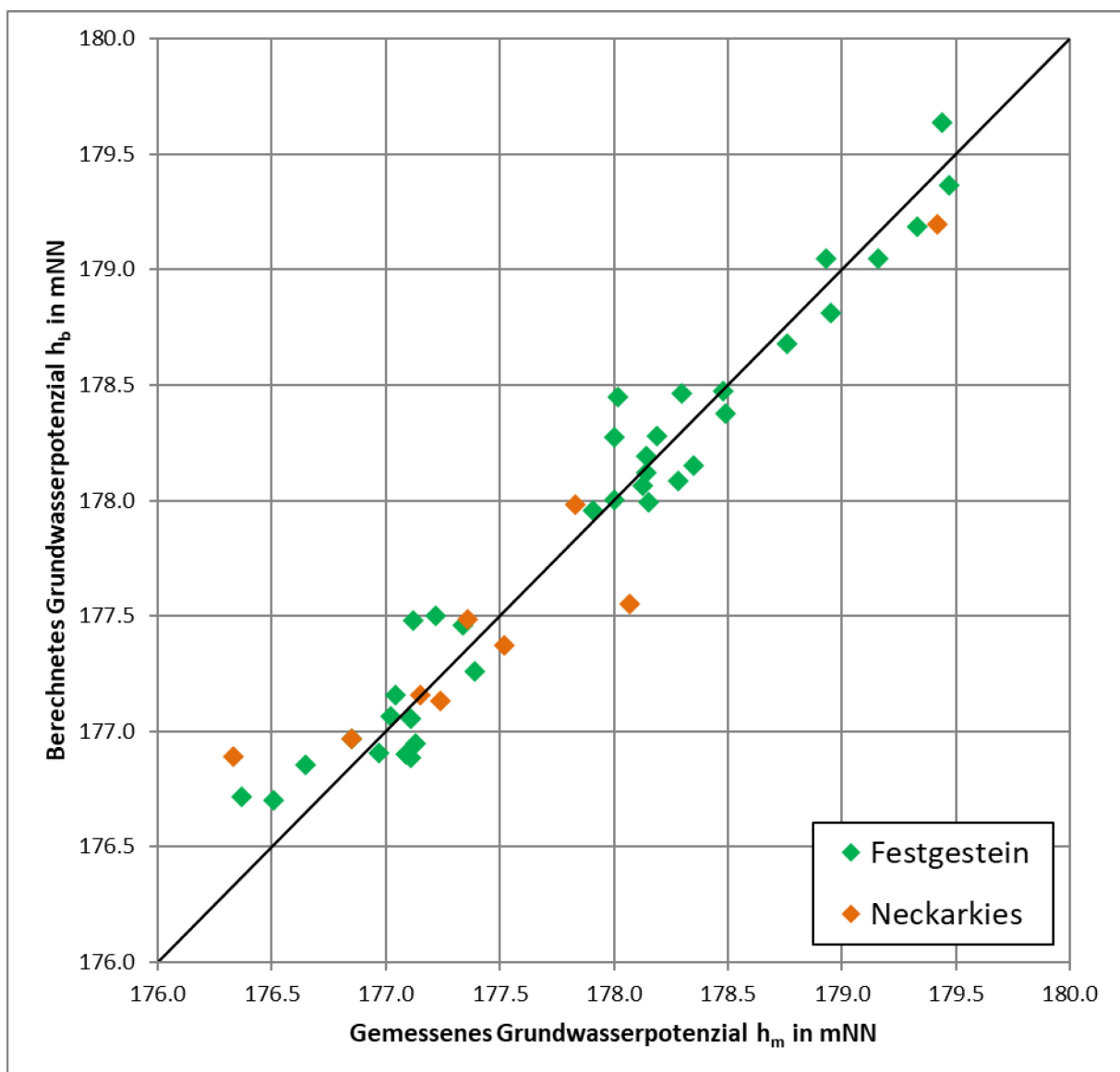


Abbildung 29: Scatterplot zum Vergleich der berechneten mit den gemessenen Grundwasserpotenzialhöhen nach Anpassung an den Ist-Zustand

Anhand des Grundwasserströmungsmodells für den Ist-Zustand soll untersucht werden, in welchen Bereichen mit fortschreitenden Lösungserscheinungen zu rechnen ist, sofern keine Gegenmaßnahmen getroffen werden. Dazu dient die gemeinsame Betrachtung der Mächtigkeitsverteilung des intakten Felses in der Schicht des Oberer Tonanhydrits mit dem Auftreten erhöhter Grundwasserströmungsgeschwindigkeiten. Diese Auswertung erfolgt für den Bereich der Schleusenplanie und ihrer direkten Umgebung, weil Konzeption und Anpassung des numerischen Modells vor allem auf diesen Bereich ausgerichtet sind und die Aussagekraft der Ergebnisse zu den Modellrändern hin abnimmt. Abbildung 30 zeigt den Überschneidungsbereich zwischen Darcygeschwindigkeiten (s. Abschnitt 4.4) oberhalb 0,1 m/s und Felsmächtigkeiten über 2 m im Umfeld der Schleusenplanie. Hier ist das Potenzial für weitere Lösungsprozesse gegeben, da lösungsempfindliches Gestein vorliegt und erhöhte Grundwasserströmungsgeschwindigkeiten auftreten.

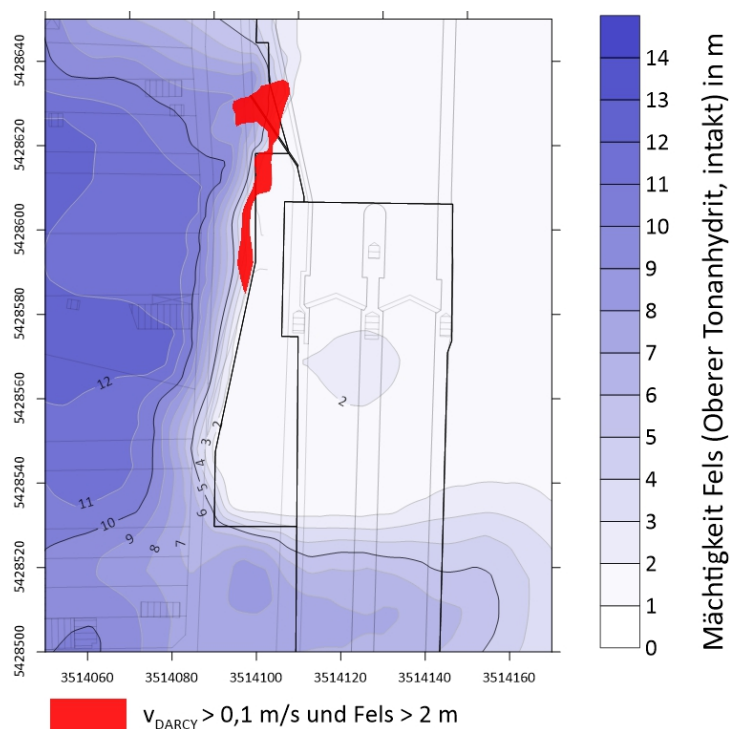


Abbildung 30: Risikobereich fortschreitender Lösungserscheinungen anhand eines Vergleichs zwischen Felsmächtigkeit und erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten aus der numerischen Berechnung des Ist-Zustandes

4.4 Auswirkungen der Sanierungsmaßnahmen

Das Grundwasserströmungsmodell des Ist-Zustandes bildet die Basis für Berechnungen zu den geplanten Sanierungsmaßnahmen im Bereich der Schleusenplanie. Der Sanierungsbereich befindet sich innerhalb des Oberen Tonanhydrits mit Hohlräumen (Schicht 4) landseitig der rechten Schleusenkammer. Im Ist-Zustand ist diesem Bereich im Modell eine hydraulische Durchlässigkeit von $5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ zugewiesen. Ausgehend davon wird der k_f -Wert des Sanierungsbereiches in drei Durchlässigkeitsszenarien schrittweise bis auf 10^{-8} m/s vermindert (Tabelle 16). In dem oberhalb des Sanierungsbereiches liegenden angenommenen Bereich mit fehlendem Residualton in Schicht 3 wird in Szenario 1 eine Durchlässigkeit von $k_f = 4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ entsprechend dem Ist-Zustand angesetzt. Der k_f -Wert des Sanierungsbereiches liegt in diesem Szenario mit 10^{-5} m/s höher als der

des Bereiches mit fehlendem Residualton. In den Szenarien 2 und 3 wird der „fehlende Residualton“ dagegen mit einer verringerten Durchlässigkeit entsprechend dem jeweiligen k_f -Wert des Sanierungsbereiches berücksichtigt.

Tabelle 16: Hydraulische Durchlässigkeiten k_f in m/s im Ist-Zustand und in den Szenarien 1 – 3

	Ist-Zustand	Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3
Sanierungsbereich	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-8}$
fehlender Residualton	$4 \cdot 10^{-6}$	$4 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-8}$

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 17 und Anlage 10 vergleichend zusammengestellt. Dabei gibt die Grundwasserbilanz in Tabelle 17 an, welche Grundwassermenge jeweils in einen Modellbereich hinein und aus diesem herausströmt. Die Kartendarstellungen in Anlage 10 vergleichen die für die einzelnen Szenarien ermittelten Grundwasserpotenzialhöhen und Strömungsgeschwindigkeiten mit den Werten des Ist-Zustandes.

Die Betrachtung der Grundwasserpotenzialhöhen zeigt, dass eine Verringerung der hydraulischen Durchlässigkeiten im Sanierungsbereich in Schicht 4 (und in Szenarien 2 und 3 auch im Bereich des fehlenden Residualtons in Schicht 3) im Modell zu einer Erhöhung der Grundwasserpotenziale nordwestlich des Sanierungsbereiches und zu einer Verringerung im Sanierungsbereich selbst führt. Mit abnehmendem k_f -Wert des Sanierungsbereiches wird die Potenzialerhöhung größer und weitreichender. Während in Szenario 1 wie im Ist-Zustand ein Teil des Festgesteinsgrundwassers, welches im Anstrom des Sanierungsbereiches gestaut wird, über den Bereich mit fehlendem Residualton in den Neckarkies aufsteigt und dort abströmt, nimmt die Stauwirkung mit zunehmender Abdichtung des Sanierungsbereiches und des „fehlenden Residualtons“ zu. So ist auch Tabelle 17 zu entnehmen, dass die Durchströmung des „fehlenden Residualtons“ mit zunehmender Abdichtung vom Ist-Zustand bis Szenario 3 abnimmt.

Die Darcygeschwindigkeit des Grundwassers ist der Quotient aus Durchflussmenge und durchströmter Gesamtfläche. Sie wird auch als Filtergeschwindigkeit bezeichnet und ist eine fiktive Größe, woraus nach Kenntnis des Hohlraumanteils im Grundwasserfließquerschnitt die mittlere tatsächliche Abstandsgeschwindigkeit ermittelt werden kann. Die eigentliche Bahngeschwindigkeit des Grundwassers entlang realer Fließpfade ist nur näherungsweise zu bestimmen. Hier wird die Darcygeschwindigkeit als Maß für die Grundwasserströmungsgeschwindigkeit bzw. für ihre relative Veränderung genutzt.

Die Darstellung der Darcygeschwindigkeiten in Anlage 11 zeigt, dass diese sich gegenüber dem Ist-Zustand im Bereich der Sanierung aufgrund der durchgeführten Abdichtung deutlich reduzieren. Dagegen erhöht sich die Grundwasserströmungsgeschwindigkeit im Bereich der Umströmung nordwestlich des Sanierungsbereiches. Die maximale Grundwasserströmungsgeschwindigkeit liegt in Szenario 1 bei 0,31 m/d. In Szenario 2 beträgt sie 0,34 m/d und nimmt mit zunehmender Abdichtung des Untergrundes auf 0,29 m/d in Szenario 3 ab. Diese Entwicklung der Umströmung ist auf zwei gegenläufige Effekte zurückzuführen. Einerseits bewirkt die zunehmende Abdichtung eine Erhöhung des hydraulischen Gradienten. Andererseits führt die Verringerung des Austausches zwischen Festgestein und Neckarkies zu einem verminderten Grundwasserabfluss

aus dem Oberen Tonanhydrit mit Hohlräumen (Schicht 4) über den Bereich mit fehlendem Residualton (Schicht 3) in den Neckarkies. In Szenario 1 dominiert der noch offene Abfluss in den Neckarkies, in Szenario 2 die Erhöhung der hydraulischen Gradienten aufgrund der Umströmung des Sanierungsbereiches bei gleichzeitigem Abfluss über den Sanierungsbereich und in Szenario 3 der verminderte Grundwasserdurchfluss aufgrund der nahezu vollständigen Abdichtung des Sanierungsbereiches. Ungeachtet der in Szenario 3 weiter erhöhten hydraulischen Potenziale nordwestlich des Sanierungsbereiches treten aufgrund des fehlenden Abstromes in den Neckarkies hier verringerte Geschwindigkeitsspitzen auf.

Aus den in Tabelle 17 aufgeführten Bilanzgrößen der Grundwasserflüsse ist ersichtlich, dass die Sanierungsmaßnahmen zu einem verminderten Grundwasserdurchfluss im Oberen Tonanhydrit mit Hohlräumen (Schicht 4) führen. Wird dieser berechnete Grundwasserabfluss um den Abstrom über den Bereich mit fehlendem Residualton (Schicht 3) in den Neckarkies vermindert, so ergibt sich in Szenario 1 ein gegenüber dem Ist-Zustand etwas verminderter resultierender Grundwasserabfluss. Der berechnete resultierende Grundwasserabfluss erhöht sich mit zunehmender Abdichtung des Bereiches mit fehlendem Residualton in Szenario 2 wieder bis auf den Wert für den Ist-Zustand und in Szenario 3 bis über diesen hinaus.

Tabelle 17: Ergebnisse der Modellierung der Sanierungsmaßnahmen: Grundwasserbilanz in m^3/d

Modellbereich	Ist-Zustand	Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3
Residualton	61,6	61,5	63,4	64,4
Oberer Tonanhydrit mit Hohlräumen (4)	82,2	69,2	62,9	61,3
fehlender Residualton (3)	23,4	12,8	4,1	0,05
Differenz (4) – (3)	58,8	56,4	58,8	61,3
Sanierungsbereich	28,0	11,3	2,4	0,06

5 Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Aus den oben dargestellten Untersuchungen lassen sich zusammengefasst folgende Ergebnisse und Schlussfolgerungen ableiten:

- Im Untergrund der Staustufe Hessigheim bestehen zwei Grundwasserstockwerke: die gut durchlässigen Neckarkiese und ein Festgesteinsgrundwasserleiter im Oberen Tonanhydrit. Zwischen beiden Einheiten liegen zumeist mehrere Meter mächtige Ton- und Schluffsedimente.
- Zwischen den Grundwasserstockwerken und auch mit dem Neckar bestehen hydraulische Verbindungen, die sich aufgrund von Verstürzen von Hohlräumen gebildet haben.
- Der Oberen Tonanhydrit ist aufgrund seines hohen Gipsanteiles lösungsempfindlich. So bildet er einen hydrogeologisch heterogenen Gipskarstgrundwasserleiter bestehend aus intakten Felspartien und einem Kluftnetzwerk mit lokal aufgeweiteten Röhren, Hohlräumen und Schächten. Die Hohlräume sind teilweise mit nachfallendem Lockermaterial gefüllt.

- Die Auflösung von Gips wird maßgeblich durch die Strömungsgeschwindigkeit des lösenden Wassers und durch dessen Sättigung mit gelösten Mineralen bestimmt.
- Die Entstehung von Hohlräumen im Oberen Tonanhydrit ist an die Durchströmung mit Grundwasser unter erhöhten hydraulischen Gradienten gekoppelt. Sowohl horizontale Strömung als auch vertikale Strömungskomponenten treten an der Staustufe Hessigheim auf. Durch die Auflösung von Gips entstehende Hohlräume brechen von oben her ein, sobald mit zunehmender Hohlraumgröße die Stabilität der Gewölbedecke überschritten wird. In der Folge erzeugen Auflösung und Nachbruch schachtartige, mit Lockermaterial gefüllte Partien, die in Richtung Erdoberfläche fortschreiten. Sofern die Hohlraumgenese nicht innerhalb der geologischen Abfolge stoppt, kann es je nach Überdeckung zur Entstehung von Setzungen oder Dolinen kommen.
- Der Residualton ist ein Rückstandssediment aus der Entfernung löslicher Bestandteile aus dem Oberen Tonanhydrit. Er wurde im Laufe mehrerer 10.000 Jahre durch Hohlraumgenese und Nachbruch gebildet, und seine Entstehung dauert bis heute an. Aufgrund der langen Entwicklungszeiträume kann die Entstehung neuen Residualtons an der Staustufe Hessigheim nicht direkt beobachtet werden. Hohlraumgenese und Nachbruch als Elemente der Residualtonbildung treten jedoch nachweislich auf. Das dynamische Lösungsgeschehen deutet darauf hin, dass derzeit sowohl gelöste Stoffe als auch feinkörnige Rückstände abtransportiert werden können und die Ablagerung von Feinsedimenten nur untergeordnet vorkommt.
- Die Ursache für die Lösungsprozesse an der Staustufe Hessigheim liegt in der Tallage mit entsprechend reduzierter Überdeckung der lösungsempfindlichen Schichten. Die hydraulischen Verbindungen zwischen Neckar und Grundwasserstockwerken tragen zu einer lokalen Beschleunigung der Lösungsprozesse bei. Unter diesen Umständen kommt das lösungsempfindliche Gestein in den Einflussbereich strömenden Grundwassers und ist Gegenstand fortschreitender Lösungserscheinungen.
- Die natürliche Grundwasserströmung im Untersuchungsbereich wird zusätzlich durch die Staustufe und die durchgeführten unterirdischen Abdichtungen im Festgestein unterhalb der Bauwerke beeinflusst. Insbesondere der östliche Rand der Staustufe im Bereich des Krafthauses sowie die Schleusenoberhäupter werden nach der Durchführung der Sanierungsmaßnahmen seitlich umströmt. Die resultierenden, lokal erhöhten Fließgeschwindigkeiten verursachen fortschreitende Lösungsprozesse, die sich in Setzungen, Dolinen und erbohrten Hohlräumen äußern. Am westlichen Ende des Dichtungsschleiers liegen bisher keine Hinweise auf eine maßgebliche Umströmung des hier bis in den Bereich der Ortschaft Hessigheim verlängerten Dichtungsschleiers vor.
- Am westlichen Ufer überströmt das Grundwasser im Neckarkies weitgehend ungehindert den Dichtungsschleier, während das Festgesteinsgrundwasser oberwasserseitig des verlängerten Dichtungsschleiers aufgestaut wird. Durch hydraulische Verbindung beider Grundwasserstockwerke steigt Festgesteinsgrundwasser hier in den Neckarkies auf und strömt innerhalb des Neckarkieses weiter nach Unterwasser.
- Die Ergebnisse der Testfelder für die geplanten Injektionen zeigen, dass erhebliche Materialmengen in den geschädigten Baugrund eingebracht werden können. Die begleitenden Porenwasserdruckmessungen bestätigen, dass die Ausbreitung des hydraulischen Drucks

infolge der Materialeinbringungen im Untergrund sehr heterogen verläuft. Es ist davon auszugehen, dass mindestens im Bereich des geschädigten Baugrundes die Wasserbewegung bevorzugt entlang von erweiterten Klüften und Karsthohlräumen erfolgt.

- Die numerische Modellierung des Ist-Zustandes führt zu einer guten Modellanpassung der Grundwasserpotenzialhöhen im Bereich der Schleusenplanie und ihrer direkten Umgebung. Die Berechnung der verschiedenen Szenarien der Sanierungsmaßnahmen zeigen, dass die Grundwasserströmung durch die Injektionen in Richtung Nordosten umgelenkt wird.

6 Ausblick

Weitere Untersuchungen sollten begleitend zu den geplanten Sanierungsmaßnahmen stattfinden. So kann ein baubegleitendes erweitertes Grundwassermonitoring Hinweise zu den Auswirkungen von Maßnahmen auf die unterirdischen Strömungsbedingungen geben. Die zusätzlich erhobenen Daten können in die numerische Modellierung einfließen und zur Verbesserung der Prognosegüte beitragen.

Je nach Fragestellung ist es möglich, weitere Varianten für Sanierungsszenarien im numerischen Modell zu berechnen. Eine Erweiterung des Modellgebietes kann sinnvoll sein, um die Aussagekraft der Berechnungen für Bereiche wie die Liegestelle oder das linke Neckarufer zu erhöhen. Darüber hinaus kann ein numerisches Transportmodell die vereinfachten hydrochemischen Prozesse der Gipslösung und des Stofftransports darstellen.

Konkret ist die Unterstützung der Dimensionierung einer Drainage im Anschluss an die Sanierungsmaßnahmen unterhalb der Schleusenplanie durch numerische Berechnungen geplant. Diese Drainage soll als Ausgleichsmaßnahme der Zement-Sand-Injektionen den kontrollierten Abstrom von Festgesteinsgrundwasser in die Neckarkiese ermöglichen. Dies würde die Strömungsmaxima im Bereich des intakten Felses nordwestlich des Sanierungsbereiches verringern, führt jedoch andererseits zu erhöhten hydraulischen Gradienten im Anstrombereich der Drainage. Um durch die Ausgleichsmaßnahme eine Reduzierung der Fließgeschwindigkeit im Umströmungsbereich zu erzielen, ohne eine Schädigung des Baugrunds im Anstrombereich der Drainage zu verursachen, sind weitere Strömungsberechnungen für eine fundierte Auslegung und Dimensionierung der Drainage erforderlich.

Die bisherigen Untersuchungen zeigen auch, dass die Untergrundverhältnisse an der Staustufe Hessigheim so dynamisch wechseln und kleinräumig variieren, dass eine vollständige Erfassung der relevanten Prozesse – Strömung, Lösung, Hohlraumgenese und Setzung – schwierig ist. Sowohl die Datenaufnahme als auch Berechnungen stoßen bei der detaillierten Auflösung dieser komplexen Vorgänge an Grenzen.

Nichtsdestotrotz leisten hydrogeologische Untersuchungen insgesamt einen wichtigen Beitrag zur Entwicklung nachhaltiger Sanierungskonzepte für den Baugrund der Staustufe Hessigheim. Die Auswertung möglichst vieler Informationen über die Grundwasserverhältnisse bildet auch weiterhin die Grundlage für Prognosen und Entscheidungen über weitere Maßnahmen.

7 Literaturverzeichnis

Bachmann, H., Brunner, H. (1998): Nordwürttemberg: Stuttgart, Heilbronn und weitere Umgebung. Sammlung geologischer Führer, **90**, 403 S., Bornträger, Berlin, Stuttgart.

Contreras, I.A., Grosser, A.T., Ver Strate, R.H. (2008): The Use of the Fully-grouted Method for Piezometer Installation. In: Geotechnical News, **26 (2)**, 30-40

DIN EN 196-1:2016-11, Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung.

DIN 4030-1:2008-06, Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase - Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte.

DIN 18130-1:1998-05: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben. Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts - Teil 1: Laborversuche.

Escorcia, L.C., Gomez-Rivas, E., Daniele, L., Corbella, M. (2013): Dedolomitization and reservoir quality: insights from reactive transport modelling. In: Geofluids, **13**, 221-231.

Füchtbauer, H. (Hrsg.) (1988): Sedimente und Sedimentgesteine. Sediment-Petrologie 2, 1141 S., Schweizerbart, Stuttgart.

Friedel, G., Schweizer, V. (1991): Anhydrit und Gips - ihre Verteilung im Mittleren Muschelkalk nördlich von Heilbronn. In: Jahresberichte und Mitteilungen der Oberrheinischen geologischen Vereinigung, **73**, 187–203.

Hagdorn, H., Simon, T. (1995): Der Muschelkalk in der Stratigraphischen Tabelle von Deutschland 2002. In: Newsletters on Stratigraphy, **41 (1-3)**, 143-158.

Jeschke, A.; Vosbeck, K.; Dreybrodt, W. (2001): Surface controlled dissolution rates of gypsum in aqueous solutions exhibit nonlinear dissolution kinetics. In: Geochimica et Cosmochimica Acta, **65 (1)**, S. 27–34.

Klimchouk, A. (1996): The dissolution and conversion of Gypsum and Anhydrite. In: International Journal of Speleology, **25 (3-4)**.

Klimchouk, A. (2006): Unconfined versus confined speleogenetic settings: variations of solution porosity. In: International Journal of Speleology, **35 (1)**, 19–24.

Klimchouk, A., Andrejchuk, V. (2005): Karst breakdown mechanisms from observations in the gypsum caves of the Western Ukraine: implications for subsidence hazard assessment. In: Environmental Geology, **48**, 336–359.

LUBW (Hrsg.) (2013): Leitfaden Grundwasserprobennahme; Grundwasserüberwachungsprogramm Baden-Württemberg. Unter Mitarbeit von Ross, J.-H., Kaltenbach, D., Feuerstein, W., Referat 42 – Grundwasser, Karlsruhe.

Mikkelsen, P.E., Green, G.E. (2003): Piezometers in fully grouted boreholes. In: FMGM (Hg.): Symposium on Field Measurements in Geomechanics. 10 S., Oslo.

Milanovic, P. T. (2004): Water resources engineering in Karst. Boca Raton, FL: CRC Press. Online verfügbar unter <http://lib.mylibrary.com/detail.asp?id=26814>.

Scheffer, F., Schachtschabel, P. (2010): Lehrbuch der Bodenkunde. 570 S., Spektrum

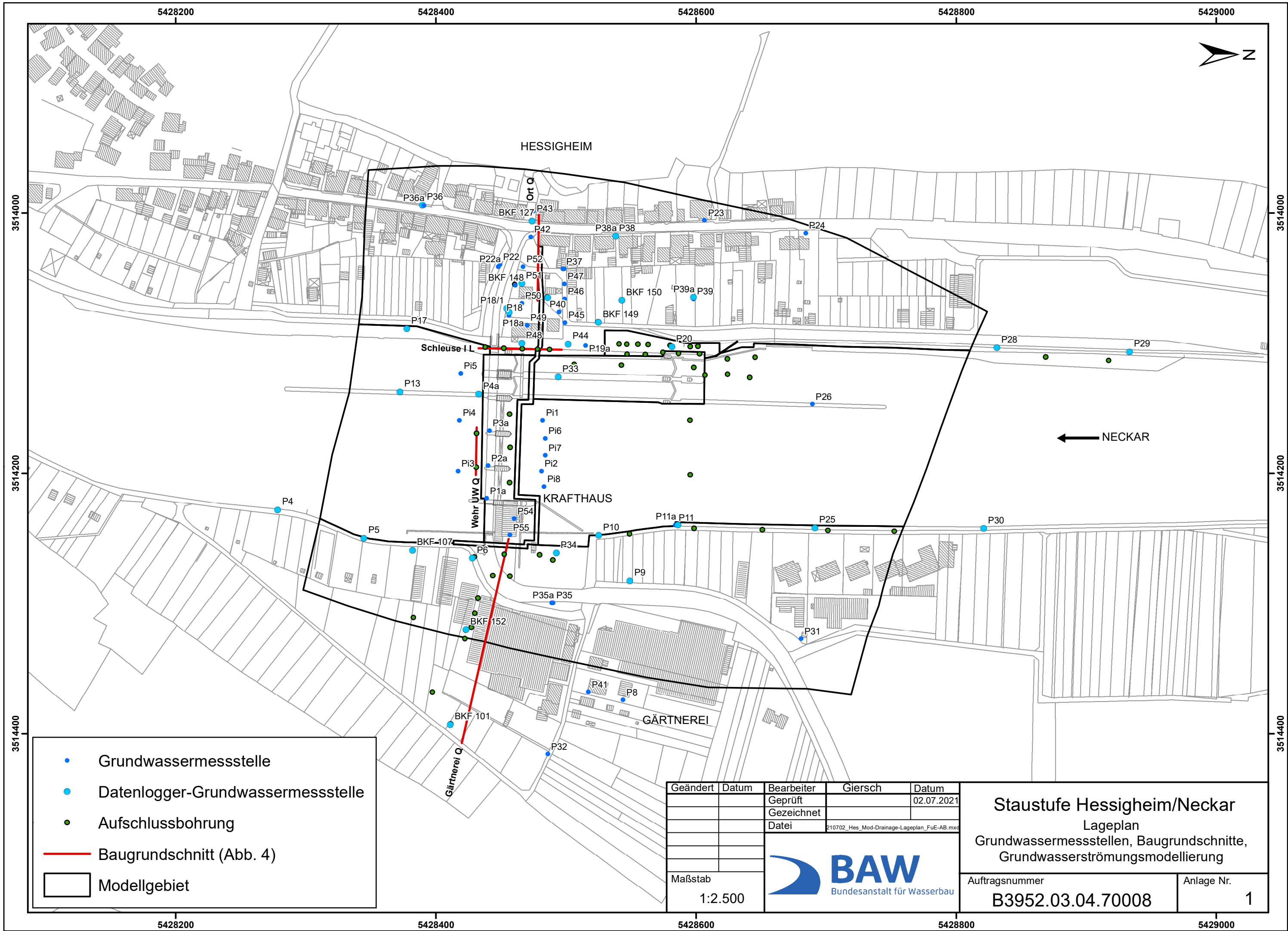
Schweikardt, S. (2008): Dreidimensionale Finite-Elemente-Simulation der Standsicherheit von Auslaugungshohlräumen und deren geologische Bewertung (Gipskeuper-Formation, Stuttgart-Bad Cannstatt). Dissertation, Universität Stuttgart, 173 S.

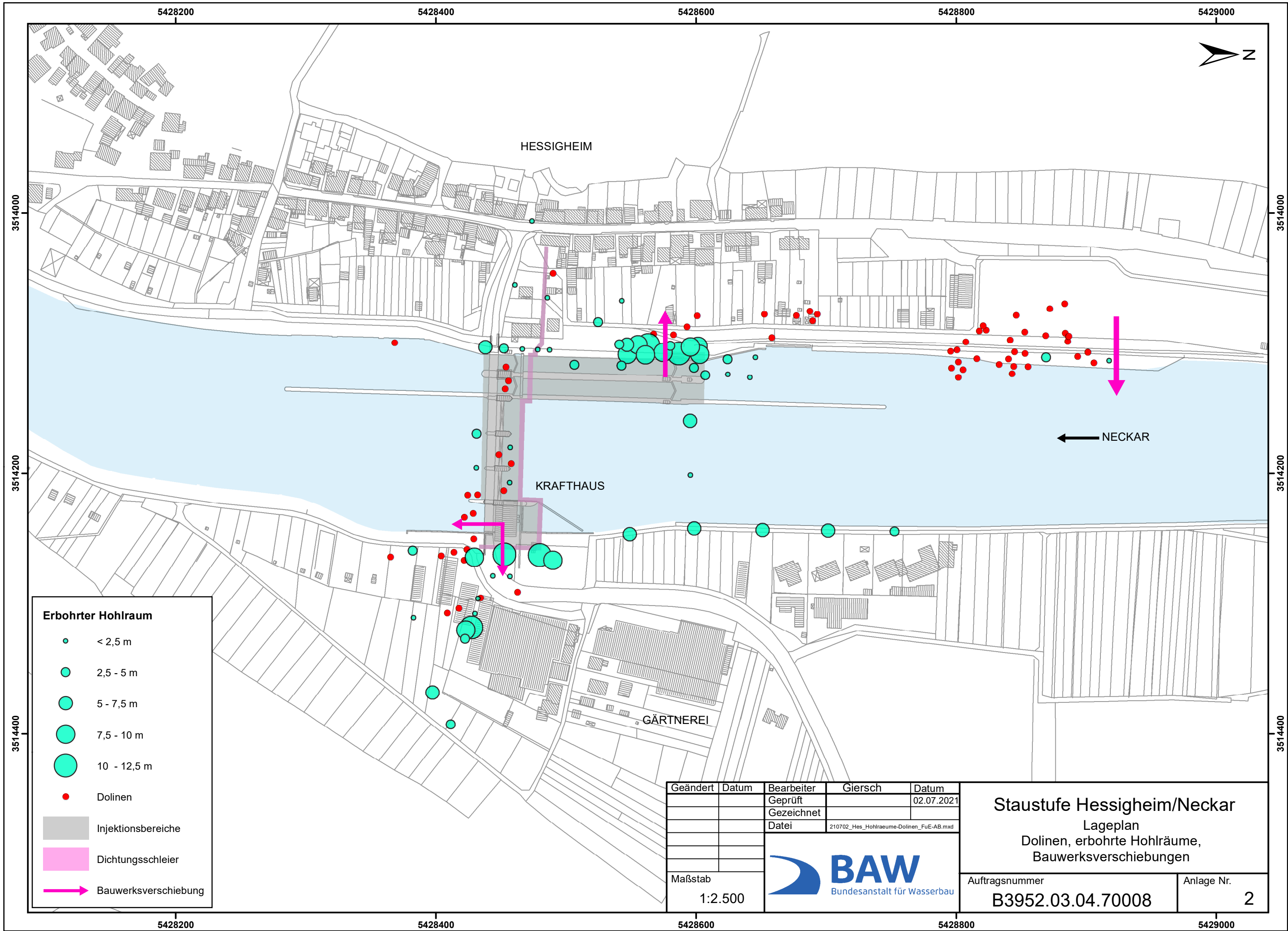
Simon, T. (1988): Geologische und hydrogeologische Ergebnisse der neuen Solebohrung Bad Rappenu, Baden-Württemberg. Jh. geol. Landesamt Baden-Württemberg, **30**, Freiburg i. Br.

Zhang, F., Qi, J., Lu, Y., Yin, M. (2013): Mechanism of karst formation in sulfate rocks. In: Procedia Earth and Planetary Science, **7**, 944-947

Anlagen

Giersch

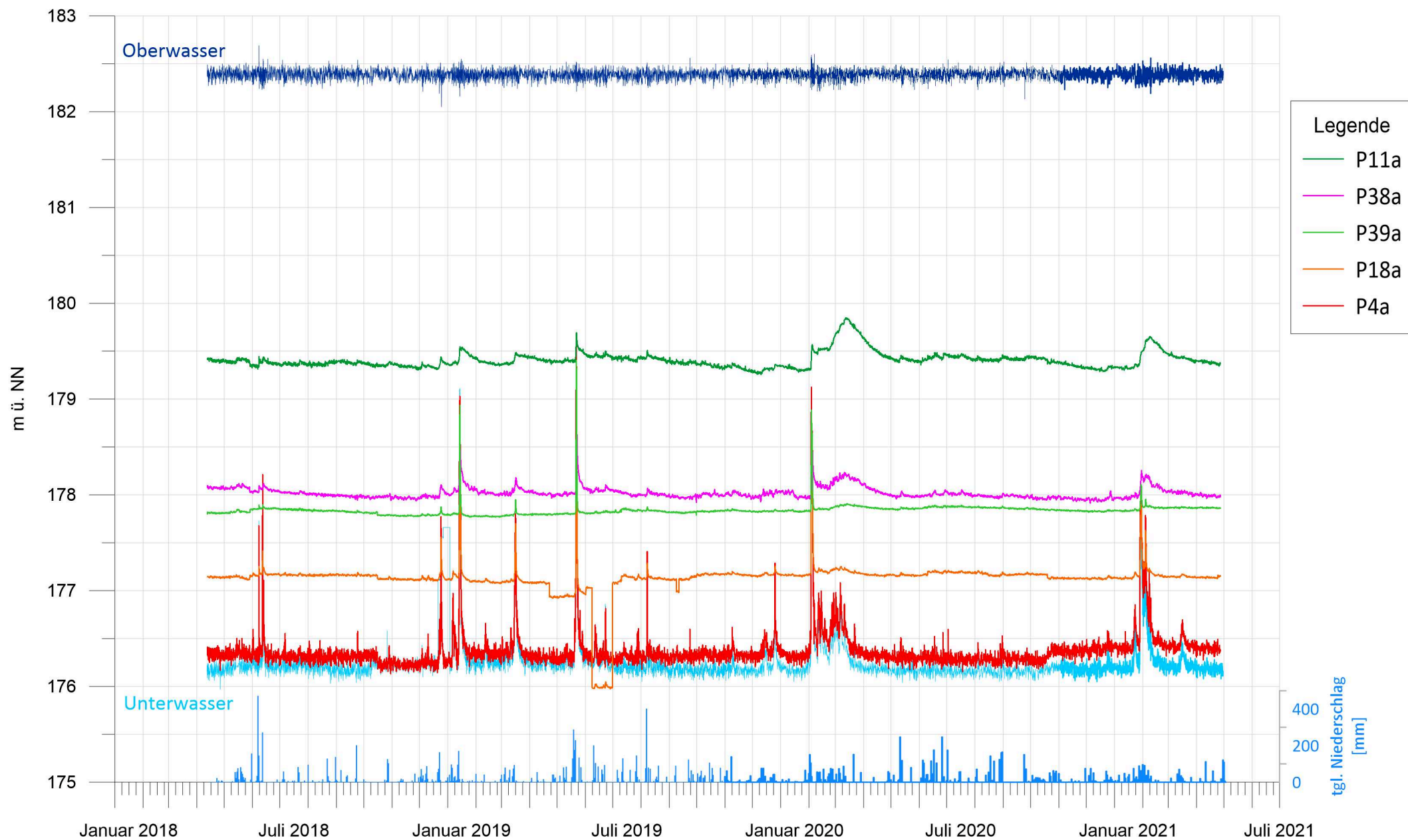




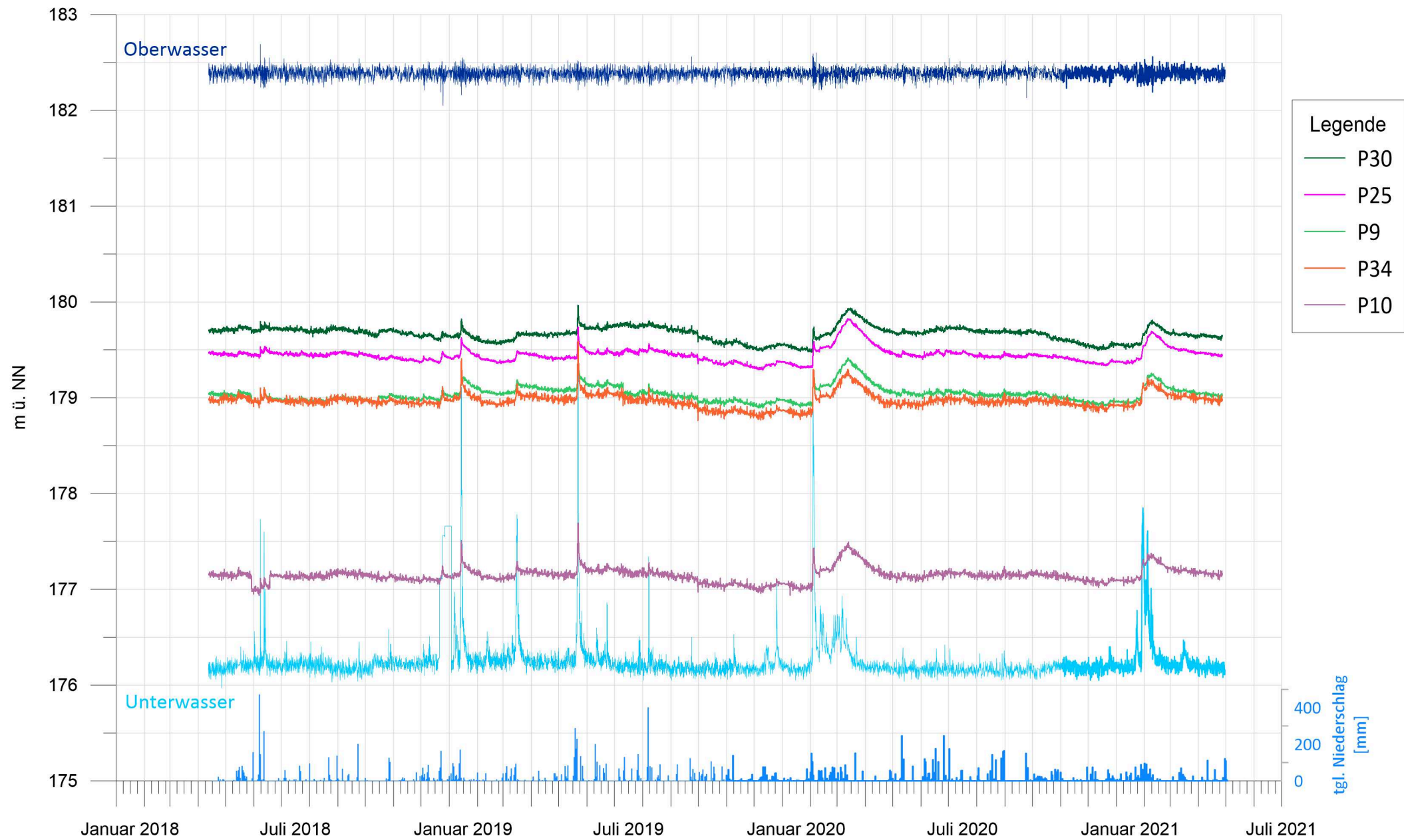
Anlage 3
Grundwasserganglinien Staustufe Hessigheim
4/2018 – 7/2021

Giersch

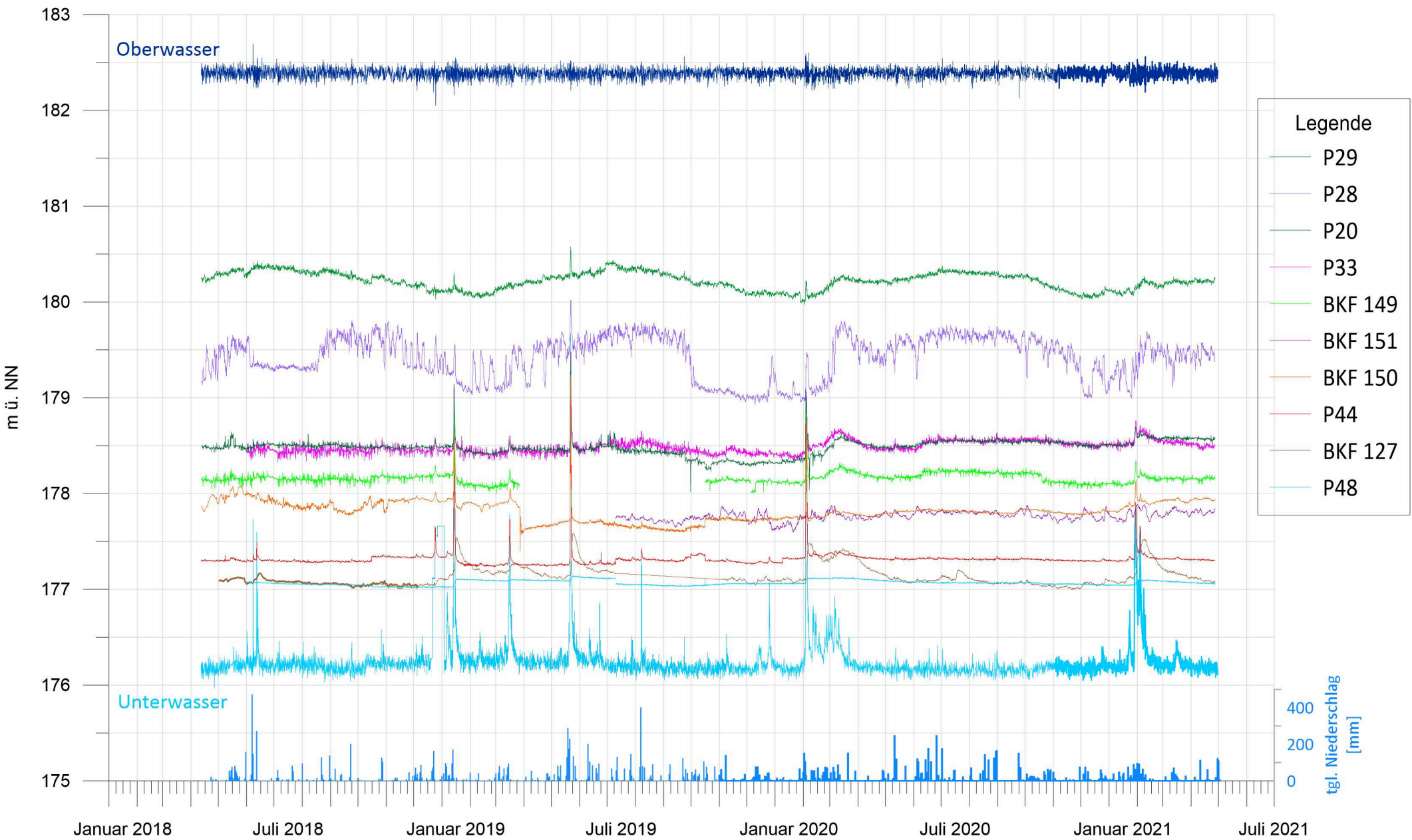
Quartär



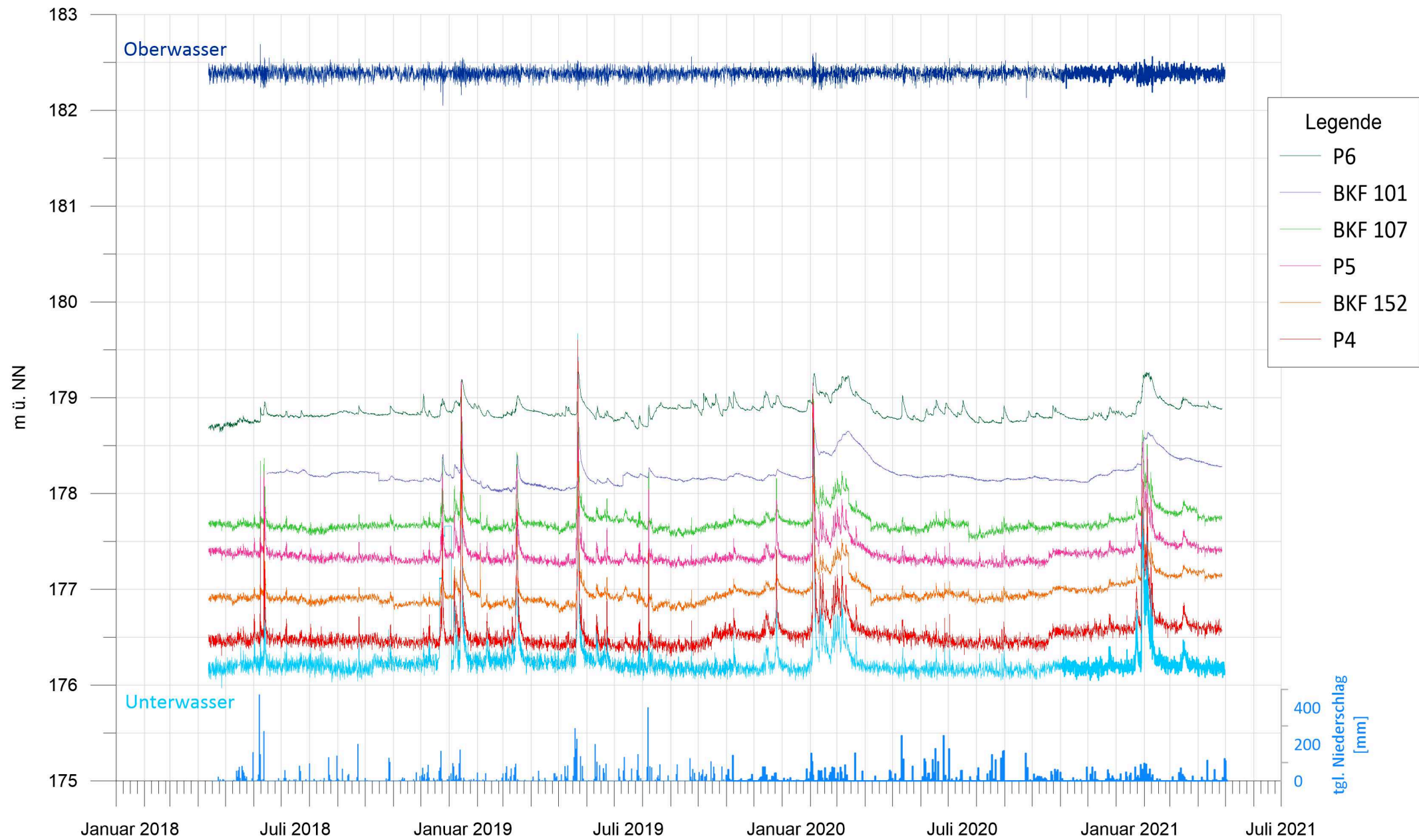
Oberwasser linkes Ufer



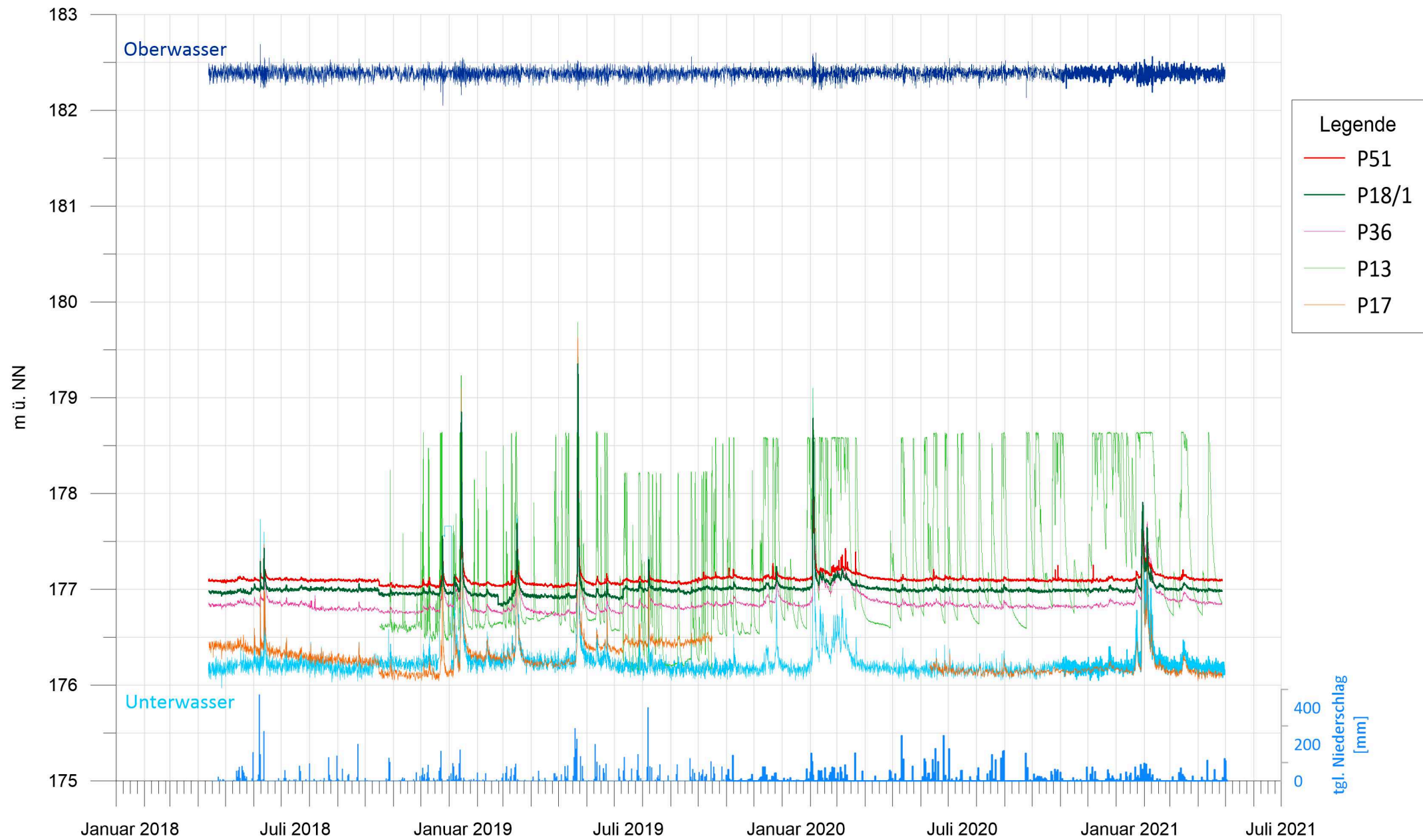
Oberwasser rechtes Ufer



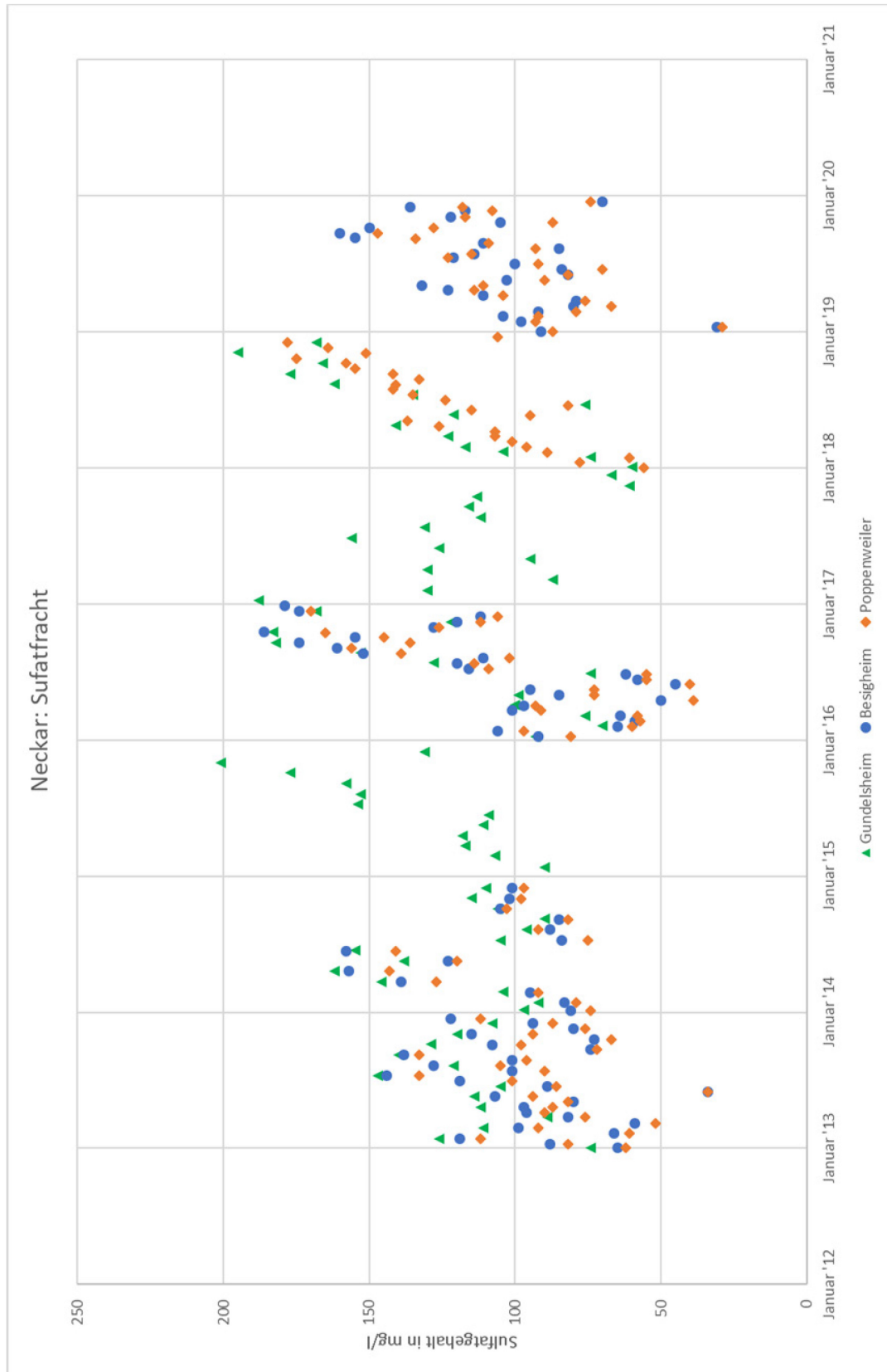
Unterwasser linkes Ufer



Unterwasser rechtes Ufer

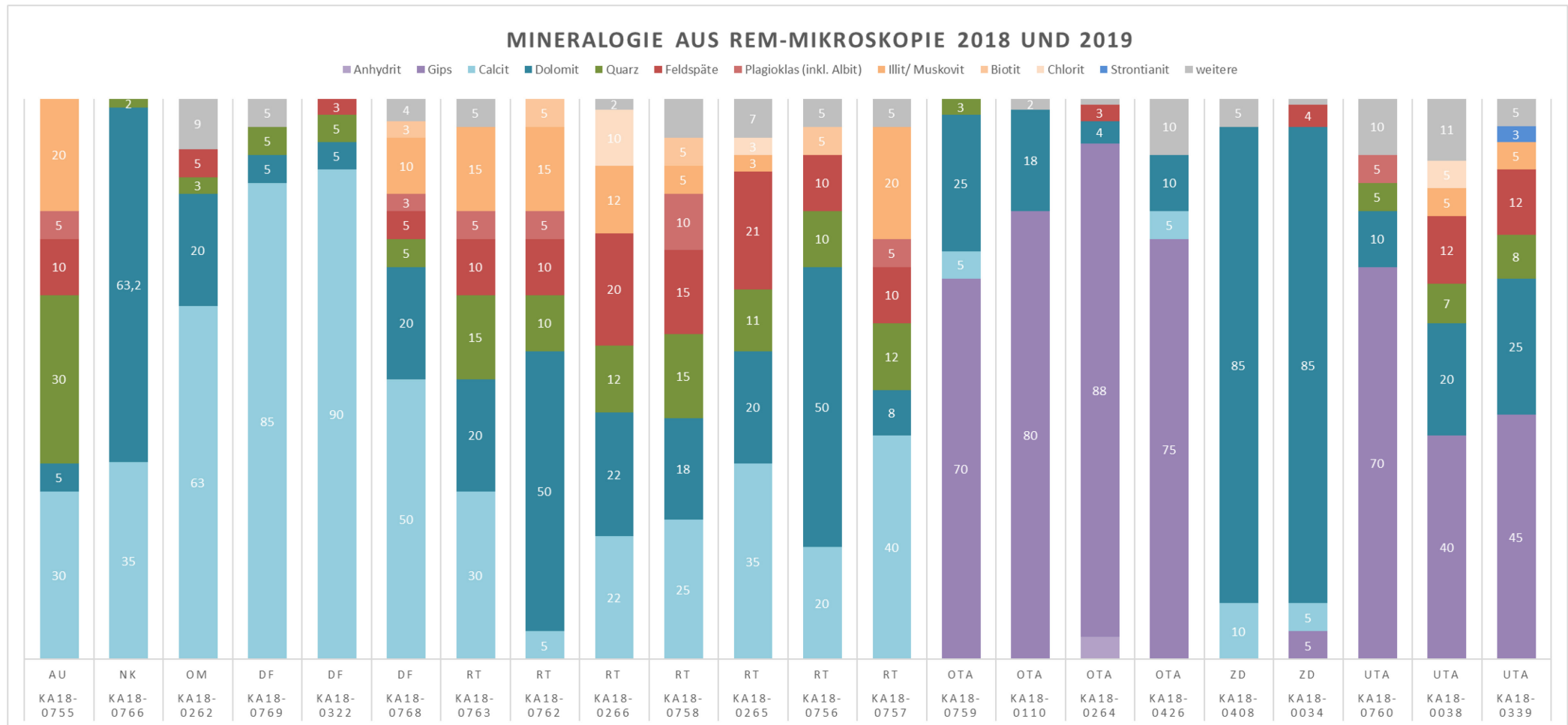


**Anlage 4a: Sulfatgehalt im Neckarwasser in mg/l (Datenquelle: Landesanstalt für
Umweltschutz Baden-Württemberg)**



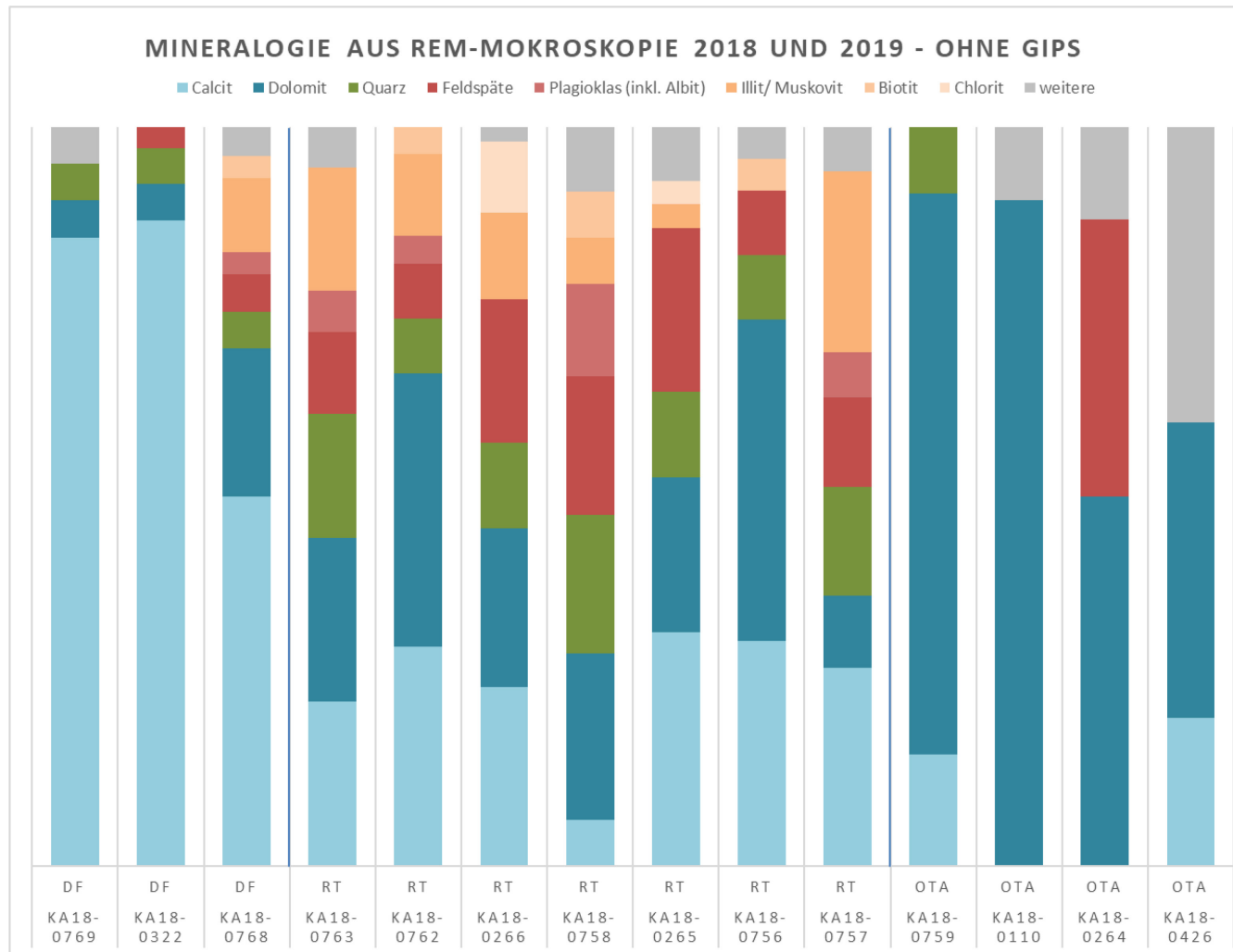
**Anlage 4b: Ergebnisse der hydrochemischen Analysen aus der Beprobung 2018
in mg/l**

GWM	P5	P6	P24	P25	P39	P51	BKF 151	P18a	P35a	P39a
pH-Wert	6,94	7,32	6,99	7,07	7,04	7,2	6,57	7,16	7,12	7,05
Temperatur	13	14,2	14,5	13,7	13,9	13,8	14,3	12,5	13,2	12,8
HCO₃⁻	371	364	332	323	306	209	637	318	393	289
Cl⁻	375	56	84	67	95	153	15350	66	50	90
SO₄²⁻	1308	70	1418	757	1400	1516	4659	700	162	1250
NO₃⁻	2,4	<0,5	5,8	<0,5	<0,5	1,1	<25	1,9	0,81	<0,5
Ca²⁺	584	114	607	358	590	523	921	361	152	547
Mg²⁺	56,1	20,8	45,9	30,2	39,8	43,6	233	26,4	22,5	34
Na⁺	273	39,5	60,1	46,4	69,1	191	11200	45,4	33,2	80
K⁺	3,7	5,6	4,1	5,4	6	8,7	63,9	6,8	4,9	6,2
Fe²⁺	0,49	0,17	0,06	0,15	1,25	3,15	5,25	<0,01	3,03	0,05
Feststoffe g/l	1,67	0,6	1,14	0,83	1,11	1,13	28,41	0,83	0,66	1,05
Wassertyp	CaSO ₄	-	CaSO ₄	CaSO ₄	CaSO ₄	CaSO ₄	NaCl	CaSO ₄	CaHCO ₃ SO ₄	CaSO ₄



Anlage 5a: Ergebnisse der mineralogischen Untersuchungen aus REM-Mikroskopie an Proben des Hessigheimer Baugrunds. Mineralgehalt in Vol.-%.

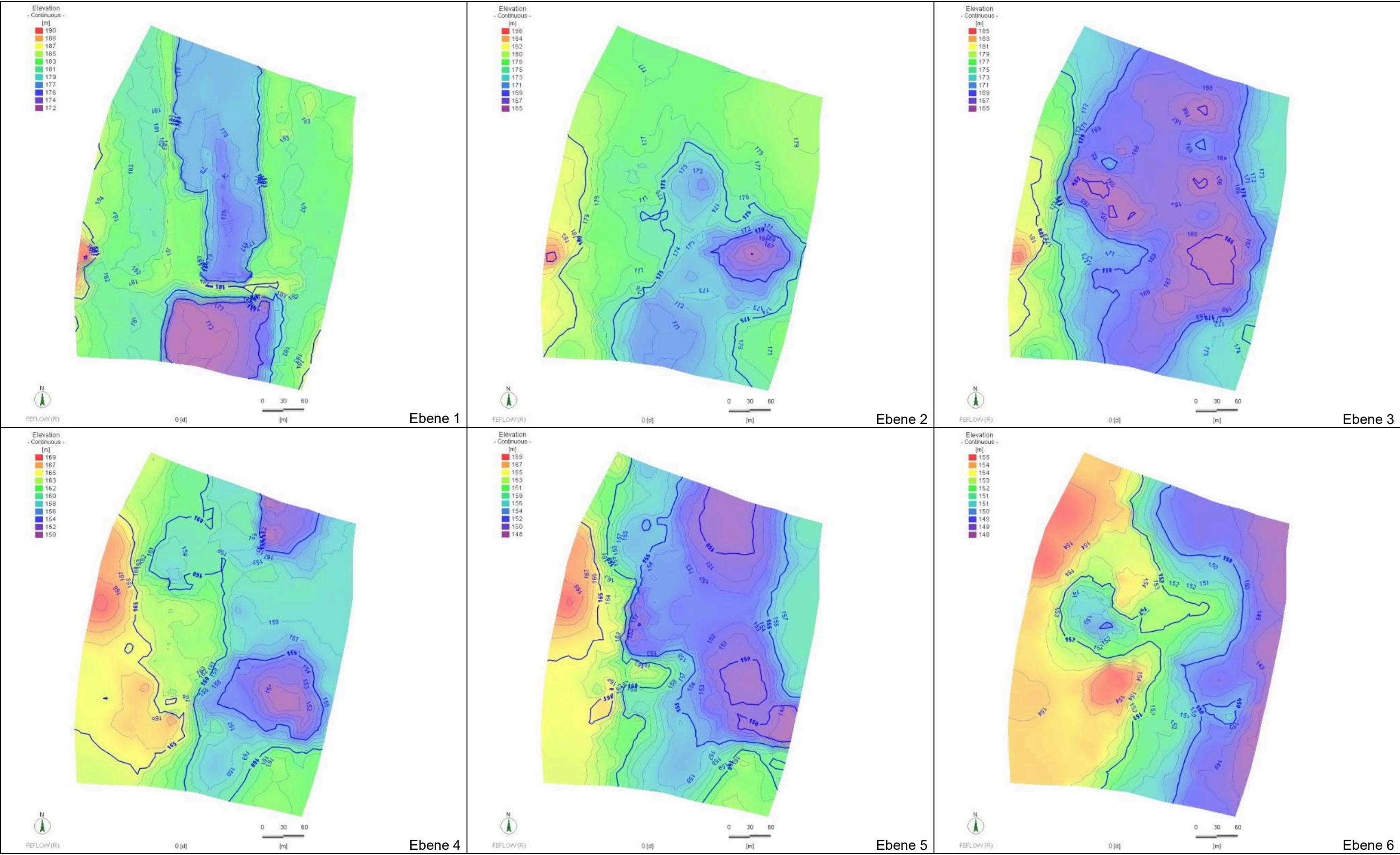
AU: Auelehm, NK: Neckarkies, OM: Oberer Muschelkalk, DF: Diemelformation, RT: Residualton, OTA: Oberer Tonanhydrit, ZD: Zwischendolomit und UTA: Unterer Tonanhydrit.



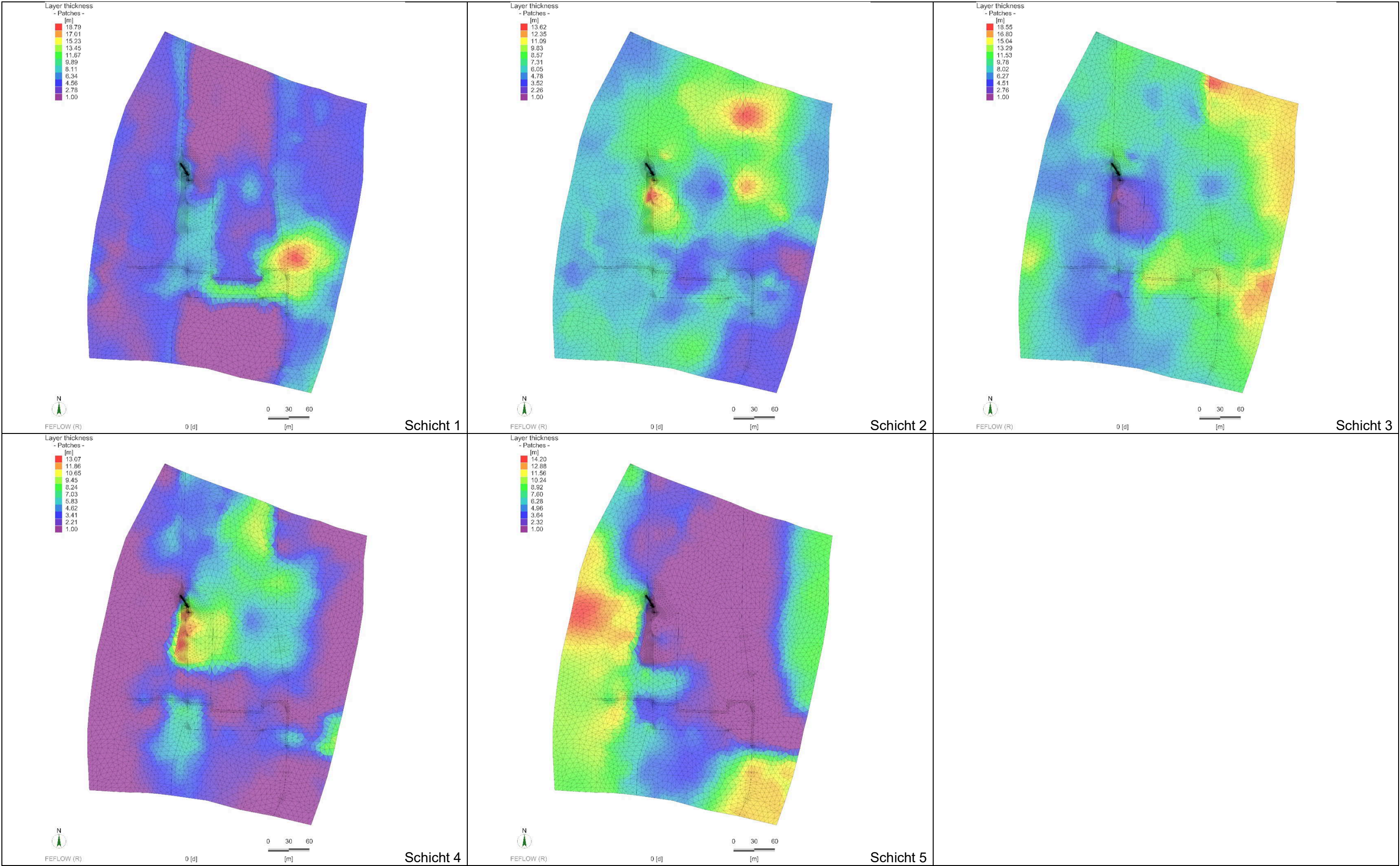
Anlage 5b: Um den Gipsanteil reduzierte Vol.-% des Mineralgehaltes aus REM-Mikroskopie

DF: Diemelformation, RT: Residualton, OTA: Oberer Tonanhydrit, ZD: Zwischendolomit und UTA: Unterer Tonanhydrit.

Anlage 6a: Tiefenlage der Modellebenen.

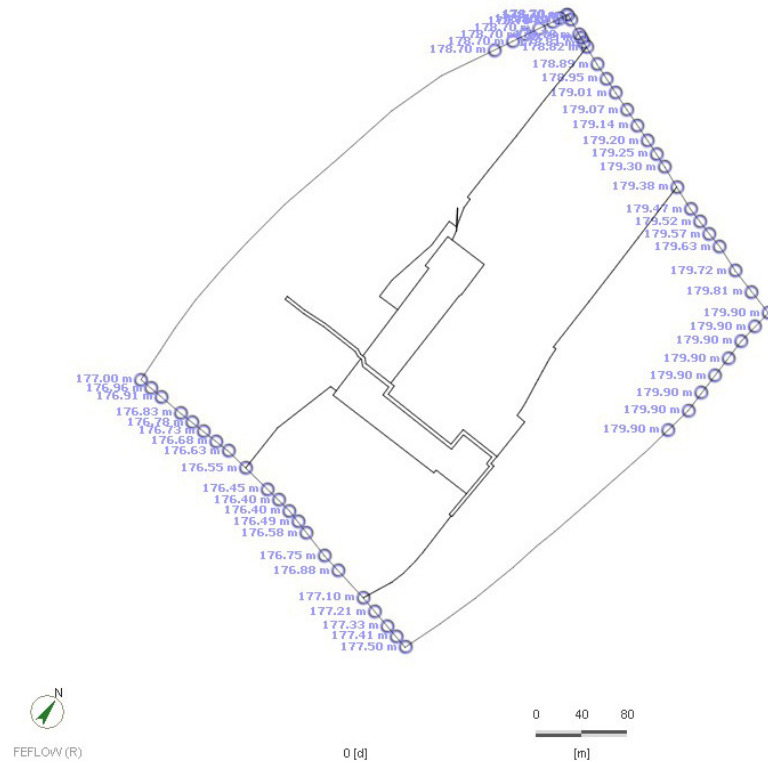


Anlage 6b: Mächtigkeit der Modellschichten.

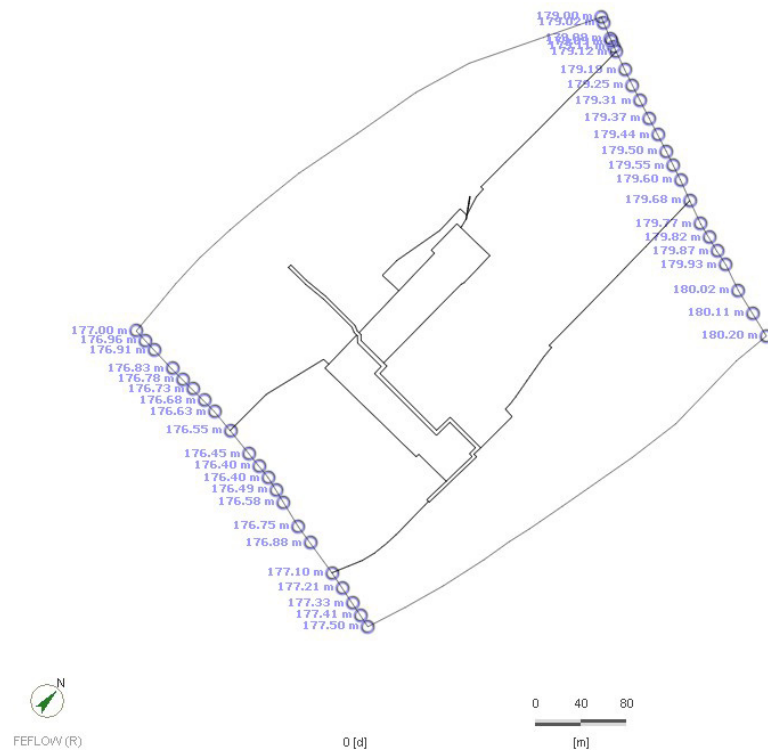


Anlage 7: Randbedingungen der Grundwasserströmungsmodellierung

A



B

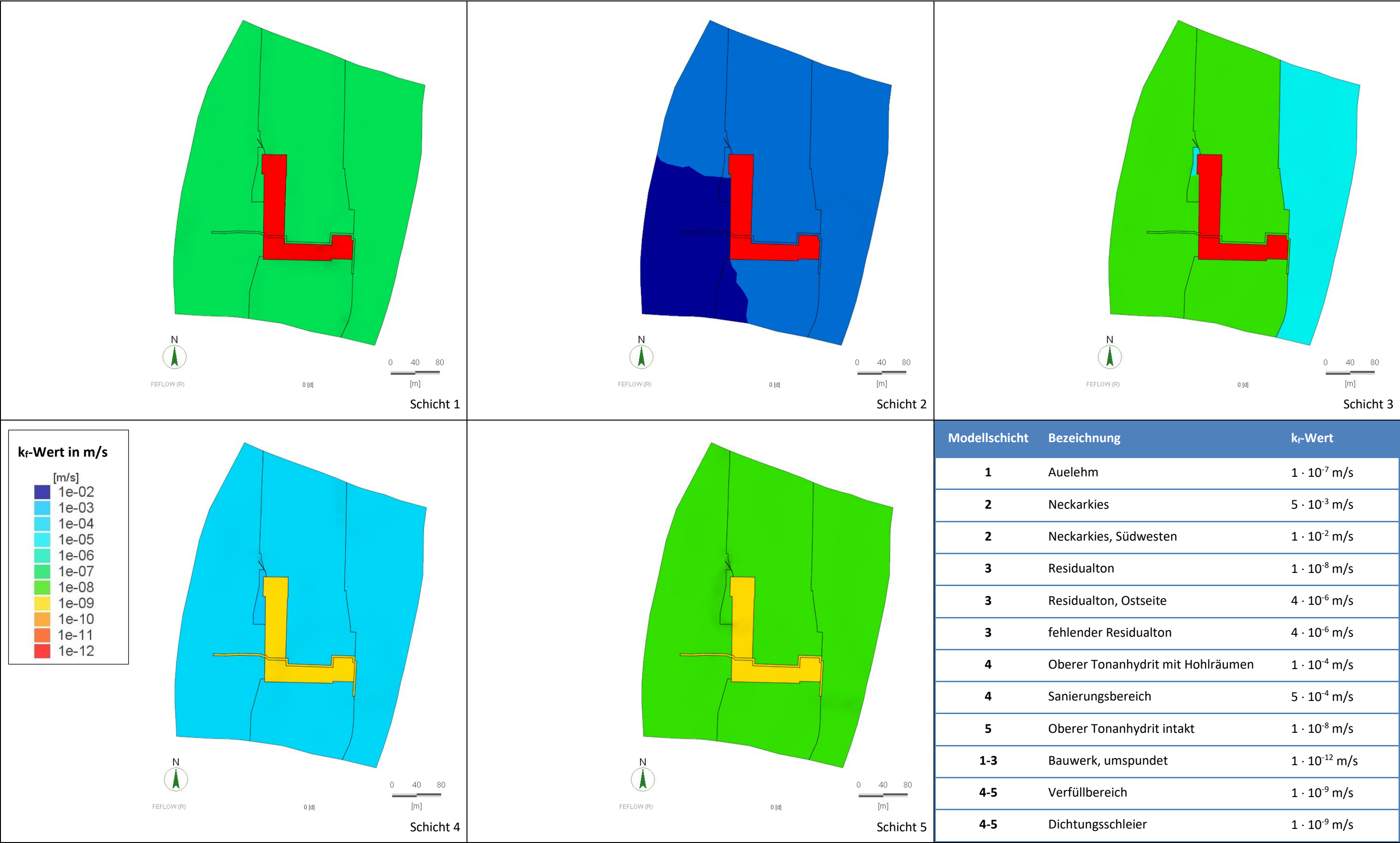


Randbedingungen 1. Art (Dirichlet) mit Grundwasserpotenzialhöhen in mNN

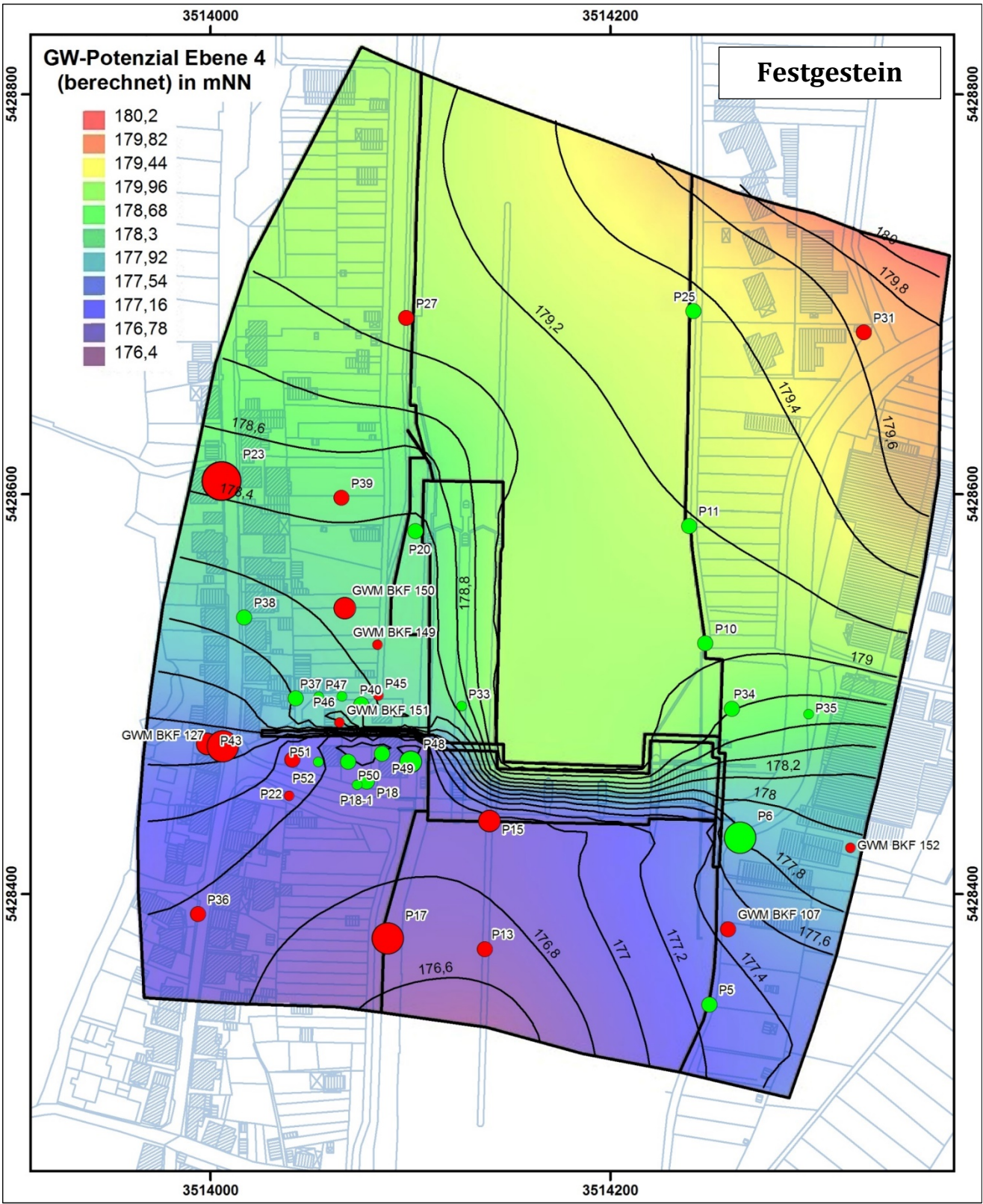
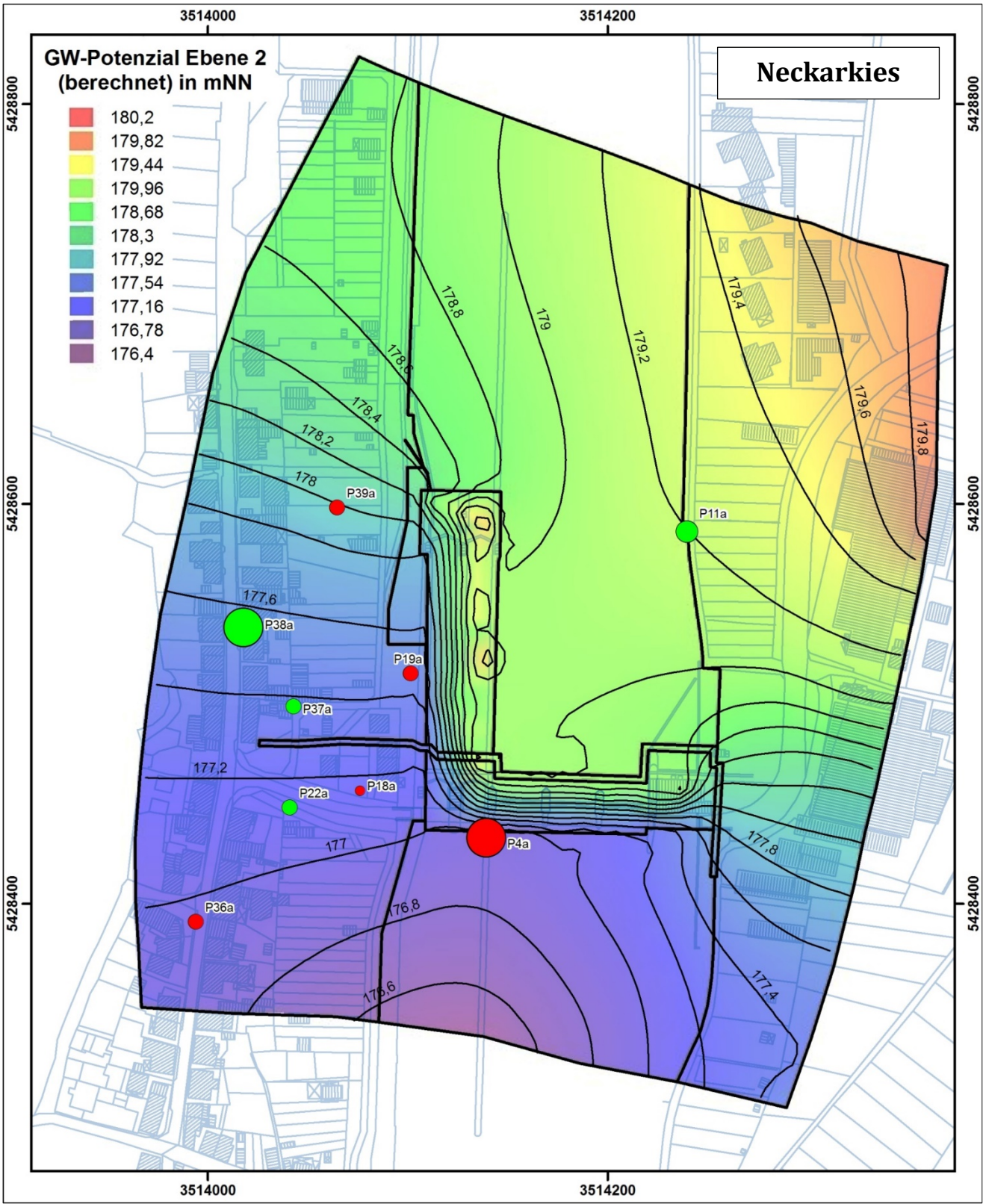
A: Ebenen 2 und 3

B: Ebenen 4-6

Anlage 8: k_F-Werte der Grundwasserströmungsmodellierung



Anlage 9: Berechnetes Grundwasserpotenzial h_b nach Anpassung an den Ist-Zustand im Vergleich mit Werten aus der Stichtagsmessung 12.05.2018



Modellierung des Ist-Zustandes:

Berechnete Grundwasserpotenzialhöhen h_b mit Darstellung der Grundwassermessstellen und jeweiliger Abweichung vom Messwert $\Delta h = h_m - h_b$.

Grundwassermessstelle

Anlage 10: Berechnetes Grundwasserpotenzial h_b nach Anpassung an den Ist-Zustand im Vergleich mit Werten aus der Stichtagsmessung 12.05.2018

GWM Nr.	Rechtswert in m	Hochwert in m	Messwert h_m in m+NN	Berechnung h_b in m+NN	Abweichung $\Delta h = h_m - h_b$ in m
Neckarkies					
P4a	3514139	5428433	176,33	176,89	0,56
P11a	3514240	5428586	179,42	179,20	-0,22
P18a	3514076	5428456	177,15	177,16	0,01
P19a	3514101	5428515	177,36	177,48	0,12
P22a	3514041	5428448	177,24	177,13	-0,11
P36a	3513994	5428391	176,85	176,97	0,12
P37a	3514043	5428499	177,52	177,37	-0,15
P38a	3514018	5428538	178,07	177,55	-0,52
P39a	3514065	5428598	177,83	177,98	0,15
Festgestein					
P5	3514250	5428345	177,39	177,26	-0,13
P10	3514248	5428525	179,16	179,05	-0,11
P11	3514240	5428584	179,33	179,19	-0,14
P13	3514137	5428372	176,51	176,70	0,19
P15	3514139	5428436	176,65	176,85	0,20
P17	3514089	5428378	176,37	176,71	0,34
P18	3514078	5428456	177,09	176,90	-0,19
P18-1	3514073	5428455	176,97	176,91	-0,06
P20	3514103	5428581	178,49	178,38	-0,11
P22	3514039	5428449	177,02	177,06	0,04
P23	3514005	5428606	178,02	178,45	0,43
P25	3514242	5428691	179,47	179,36	-0,11
P27	3514098	5428688	178,93	179,05	0,12
P31	3514327	5428681	179,44	179,64	0,20
P33	3514126	5428494	178,48	178,47	-0,01
P34	3514261	5428492	178,95	178,81	-0,14
P35	3514299	5428490	178,76	178,68	-0,08
P36	3513994	5428390	176,85	176,97	0,12
P37	3514043	5428498	178,15	177,99	-0,16
P38	3514017	5428538	178,28	178,08	-0,20
P39	3514066	5428598	178,30	178,46	0,16
P40	3514076	5428495	178,35	178,15	-0,20
P43	3513998	5428475	177,22	177,50	0,28
P45	3514084	5428499	178,14	178,19	0,05
P46	3514066	5428499	178,14	178,12	-0,02
P47	3514054	5428499	178,12	178,06	-0,06
P48	3514100	5428466	177,11	176,89	-0,22
P49	3514086	5428470	177,09	176,90	-0,19
P50	3514069	5428466	177,13	176,95	-0,18
P51	3514054	5428466	177,11	177,05	-0,06
P52	3514041	5428467	177,04	177,16	0,12
GWM BKF 107	3514259	5428382	177,34	177,46	0,12
GWM BKF 127	3514006	5428474	177,12	177,48	0,36
GWM BKF 149	3514084	5428525	178,19	178,28	0,09
GWM BKF 150	3514067	5428543	178,00	178,27	0,27
GWM BKF 151	3514065	5428486	178,00	178,00	0,00
GWM BKF 152	3514320	5428423	177,91	177,96	0,05

Anlage 11: Szenarien 1 – 3 der Sanierungsmaßnahme: Vergleich der Grundwasserpotenziale und Darcygeschwindigkeiten mit dem Ist Zustand

